



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**EVALUACION HIDROTECNICA DEL PUENTE LA TRINIDAD TRAMO:
EMPALME LA TRINIDAD – SAN RAFAEL DEL SUR.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Jersson Manuel Acevedo Guevara

Br. Víctor Alfonso Mendoza Huembes

Tutor

Dr. Ing. Néstor Javier Lanza Mejia

Managua, 26 de Agosto 2015.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPITULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 JUSTIFICACION.....	3
1.4 OBJETIVOS	5
1.4.1 Objetivos Generales	5
1.4.2 Objetivos Específicos.....	5
CAPITULO 2: INFORMACIÓN GENERAL.....	6
2.1 INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	6
2.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO.	6
2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO.....	6
2.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE LA TRINIDAD.	7
2.5 TIPO Y USO DEL SUELO.	8
2.6 CLIMA Y RELIEVE DE LA ZONA.	8
CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO	9
3.1 HIDROLOGÍA.....	9
3.1.1 Parámetros Geomorfométricos.	10
3.1.2 Análisis Estadístico de Datos Hidrológico de Precipitación.....	18
3.1.3 Modelación Hidrológica y Transito de Avenida.	21
3.2 HIDRÁULICA.....	29
3.2.1 Introducción a la Hidráulica de Puentes.....	29
3.2.2 Tipos de flujos.....	29
3.2.3 Obtención del Coeficiente de Rugosidad de Manning (Método de Cowan).31	
3.2.4 Socavación.	35

CAPITULO 4: METODOLOGIA DE EVALUACION HIDROTECNICA.....	42
4.1 INTRODUCCIÓN.....	42
4.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO	43
4.2.1 Modelo Hidrológico de HEC-HMS 3.5.....	43
4.2.2 Información Requerida Por HEC-HMS 3.5.....	44
4.2.3 Componentes de HEC-HMS 3.5.....	46
4.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	50
4.3.1 Modelación Hidráulica Con HEC-RAS 4.1.0	50
4.3.2 Componente de Datos Geométricos.....	51
4.3.3 Componente de Datos Hidráulicos	57
4.3.4 Modelado Hidráulico de Puente Con HEC-RAS 4.1.0	59
4.3.5 Calculo de Socavación Con HEC-RAS 4.1.0	71
CAPITULO 5: EVALUACION Y RESULTADOS.	77
5.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO	77
5.1.1 Caracterización de la Cuenca con Arc-Gis 10.1	77
5.1.2 Modelación Hidrológica de la Cuenca en HEC-HMS 3.5	82
5.1.3 Resultados Estudio Hidrológico	93
5.2 ESTUDIO HIDRÁULICO	96
5.2.1 Datos Geométricos con Hec-GeoRAS 10.1	96
5.2.2 Geometría del Puente La Trinidad	98
5.2.3 Datos Hidráulicos Para Flujo Permanente	100
5.2.4 Plan y Ejecución del Modelo	102
5.2.5 Resultados de Modelación Hidráulica del Puente La Trinidad	102
5.2.6 Estudio de Socavación	104
CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
6.1 CONCLUSIONES	108
6.2 RECOMENDACIONES	109
BIBLOGRAFIA.	110

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

Para el buen diseño o evaluación de una obra de drenaje transversal de agua, se requiere realizar un estudio hidrotecnico. En la actualidad debido a los avances de la tecnología se facilitan dichos estudios, por lo que es necesario aplicar métodos modernos o software que sirvan para simplificar los cálculos usando siempre los mismos criterios comunes de diseño pero con resultados más eficientes.

Es importante recalcar que el conocimiento del comportamiento hidrológico de un cauce es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; también para la optimización del uso de los recursos hídricos es decir, que un buen cálculo de los parámetros hidrológicos es sustancial para un diseño de puente no obstante, la Hidráulica de canales juega un papel determinante en este diseño por que proporciona datos que permiten diseñar la obra de cruce.

La vulnerabilidad de una estructura de drenaje deberá determinarse mediante una combinación de factores que influyen en la descarga de las aguas escurridas después de la lluvia. La magnitud con que el agua atraviesa dicha obra depende fundamentalmente del uso que tenga el terreno, el desarrollo de la misma, la deforestación o cambios bruscos en intensidades de lluvia con respecto al tiempo.

La División General de Planificación del Ministerio de Transporte e Infraestructura M.T.I es la encargada de supervisar y aprobar la elaboración del Estudio de Factibilidad, Ambiental, Ingeniería y Diseño Final para el mejoramiento del tramo: Empalme La Trinidad (La Boquita) – San Rafael del Sur (17.30 km) en el cual se encuentran los cruces que se han considerado de drenaje mayor como los puentes La Trinidad, Puente Santa Lucia, Puente Monte Fresco, Puente Los Velásquez, Puente Gutiérrez Sur y Puente Altos de Chorotega, de los cuales en esta monografía se decidió analizar el **Puente La Trinidad**.

En el contenido monográfico se realizó una evaluación hidrotécnica del puente la Trinidad localizado en La trinidad (departamento de Carazo), que está ubicado en el empalme de la carretera La trinidad-San Rafael del Sur (17.30 km). Previamente en este cruce existía un puente de 30 m de largo y el ancho de rodamiento era de 3.5 m.

Para delimitar y caracterizar la cuenca se utilizó ArcGis 10.1 el cual necesita un DEM (Modelo Digital de Elevaciones), es una imagen que muestra la superficie del terreno con datos de elevaciones, con los resultados generados por el programa se trabajó con Hec-GeoHMS 10.1 para obtener el modelo hidrológico, y en HEC-HMS 3.5 el caudal de diseño. Consecutivamente se analizan los aspectos hidráulicos del puente utilizando HEC-RAS 4.1.0. De tal forma que se pueda determinar si la obra de cruce tiene capacidad hidráulica.

En este documento se profundizó en el análisis de socavación ya que el estudio hidrotécnico realizado hace 4 años por LAMSA INGENIEROS CONSULTORES (2011) se analizó de forma muy general este fenómeno que es uno de los parámetros fundamentales en el diseño hidráulico. Se realizaron estudios de socavación por contracción en el cauce como socavación local en los estribos del puente y se propone un método de protección para los estribos.

1.2 ANTECEDENTES

El Gobierno de la República de Nicaragua, por medio de la coordinación técnica del proyecto, convenio No. CR-4185-NI y Financiamiento adicional 4736-NI/H571-0-NI del Ministerio de Hacienda y Crédito Público (MHCP) y con el financiamiento del Banco Mundial, realiza el siguiente proyecto: Empalme La Trinidad (La Boquita), – San Rafael del Sur (17.30km). Con el objetivo de promover el Desarrollo Económico, Agropecuario y Turístico de los departamentos de Carazo y Managua, mediante la contratación de una firma consultora, que realice el Estudio de Factibilidad, Ambiental, de Ingeniería y Diseño del proyecto señalado.

El objetivo del Gobierno, es habilitar, las condiciones actuales de ese tramo que se clasifica como una Colectora Secundaria y que tiene gran importancia, ya que representa el principal y único acceso para el traslado de la producción y pasajeros de las comunidades ubicadas a lo largo de su trayecto por lo tanto es necesario la construcción y evaluación de los puentes existentes dentro de ellos se tiene el puente La trinidad.

En el estudio realizado por LAMSA INGENIEROS CONSULTORES (2011), el claro del puente que se analizó tenía 30 m de longitud y una altura hasta el nivel inferior de viga 5.72 m (cota 79.37 msnm),

En el cruce del puente previamente existió es una estructura de un solo carril con estribos de mampostería, dos vigas de acero y losetas prefabricadas.

1.3 JUSTIFICACION

En lo que a hidrología respecta no es posible tener el 100% de seguridad de que no ocurra una tormenta cuya magnitud haga insuficiente la capacidad hidráulica de un puente, bajo ese concepto y teniendo en cuenta los cambios climáticos ocurridos en los últimos años debido al calentamiento global, se están produciendo tormentas nunca antes vistas e intensidades de precipitación mayores siendo así un factor importante a tener en cuenta en la evaluación hidrotecnica del puente La Trinidad.

Otro aspecto fundamental que indudablemente ocasiona grandes cambios en el comportamiento hidrológico de una cuenca es el uso de suelo, ya que a medida que este varia con respecto al tiempo, se pierden áreas rurales y se reemplazan con zonas urbanas el escurrimiento superficial aumenta, es decir que mayor cantidad de agua se convierte en escorrentía directa teniendo como resultado un caudal mayor al esperado. En la evaluación que se realizó se llevó a cabo un estudio mucho más detallado y preciso de este fenómeno elaborando mapas de uso y tipo de suelo actualizados de la cuenca, que permitan acercar más a la

realidad actual el escurrimiento del área de drenaje, ya que en el estudio anterior este aspecto se abordó muy superficialmente.

En el escenario de los puentes, el proceso de erosión es uno de los factores más relevantes en cuanto al diseño hidráulico, ya que puede ser un factor de vulnerabilidad para el puente, asociado fundamentalmente a fenómenos de socavación de sus cimentaciones. Bajo estas consideraciones y partiendo del hecho de que este análisis en particular no se llevó a cabo por LAMSA INGENIEROS CONSULTORES, se realizaron estudios de socavación general en el cauce y socavación local en los estribos del puente para determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura ante este fenómeno.

En el estudio hidrotécnico que se realizó se determinó si la obra de cruce tiene capacidad hidráulica para drenar un caudal producto de una tormenta de diseño con intensidad máximas de precipitación y el riesgo potencial de la estructura ante el fenómeno de socavación utilizando herramientas computacionales antes descritas que permitan llevar a cabo estos análisis de forma más precisa y confiable.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivos generales

- Evaluación hidrotecnica del puente la Trinidad aplicando programas como ArcGis 10.1, HEC-HMS 3.5, HEC-RAS 4.1.0 y sus extensiones de enlace (Arc-HidroTools, Hec-GeoHMS 10.1 y Hec-GeoRAS 10.1).

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis hidrológico de la cuenca aplicando programas computacionales (ArcGis 10.1, Arc-HidroTools, Hec-GeoHMS 10.1 y HEC-HMS 3.5).
- Realizar un análisis hidráulico de la obra de cruce existente aplicando programas computacionales (ArcGis 10.1, Hec-GeoRAS 10.1, HEC-RAS 4.1.0).
- Realizar un estudio de socavación general y local en el puente aplicando HEC-RAS 4.1.0.

CAPITULO II : INFORMACIÓN GENERAL

2.1 INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

En el documento monográfico se presenta información respecto al puente La Trinidad. Dicha obra se evaluó debido a que el grupo de LAMSA INGENIEROS CONSULTORES realizó un estudio general para el mejoramiento del tramo de carretera “La Trinidad (La Boquita) – San Rafael del Sur”. Tiene su inicio en el Empalme La Trinidad sobre la carretera Diriamba – La Boquita, (Nic-18B), muy cerca del poste del Km. 59, aproximadamente en la Est. 59+025 al centro de la vía y finaliza en la comunidad San Pablo, de la cabecera municipal de San Rafael del Sur.

Incluyendo obras de drenaje mayor y menor en donde una de ellas es el puente La Trinidad que según los ingenieros en el proceso de recopilación de datos se obtuvo lo siguiente: el puente consta de un claro de 30 m de longitud, tiene una altura hasta el nivel inferior de viga 5.72 m (cota 79.37 msnm).

2.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El puente La Trinidad se encuentra en el tramo de carretera “La Trinidad (La Boquita) – San Rafael del Sur”. Este pertenece al municipio de La Trinidad (departamento de Carazo). Y se encuentra localizado en las coordenadas Latitud 1, 297,712.56N; Longitud 572,279.597E. (Ver Anexo III.1).

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

La cuenca en estudio es de clase grande y su punto de cierre está ubicado en el puente La Trinidad, se clasifica como exorreica desde el punto de vista de la salida, Dicha cuenca corresponde a la vertiente del pacífico número 68, conocida como la cuenca hidrográfica (entre Río Tamarindo y Río Brito). La cual a nivel de la región presenta un área de 320.87 Km² ocupando el sexto lugar en superficie.

El área de la cuenca hidrográfica que drena las corrientes de agua en el puente la trinidad es igual a 61.21 Km² y también tiene una densidad moderada. Y se caracteriza por ser una zona provista de vegetación causada fundamentalmente por el desarrollo de actividades ganaderas y desarrollo de la agricultura. Tiene un relieve muy montañoso con pendientes promedios equivalente al 9%.

2.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE LA TRINIDAD

Para realizar la evaluación del puente La Trinidad es necesario analizar algunos aspectos importantes establecidos por LAMSA ingenieros consultores (hace cuatro años), relacionado a las características del puente en donde constataron y calcularon lo siguiente:

El puente anterior constaba de un claro de 30 m de longitud, este se subdivide en tres claros de 10.20 m; 12.4 m y 6.10 m; con una altura aproximada de 4.69 m, hasta la altura de la cara inferior de la viga. Según el análisis del grupo LAMSA ingenieros consultores observaron que con el puente anterior de claro de 30 m tiene capacidad hidráulica, pero si se modifica esta sección demoliendo las dos pilas ante la colocación de las vigas pre-esforzadas propuestas, el cauce natural tiene más capacidad hidráulica según sus cálculos.

Para el nuevo puente que es el que actualmente existe está conformado por un solo claro de 30.0 m de longitud. La sub-estructura comprende estribos de mampostería, para el caso del estribo N° 1 se amplió el anterior y el estribo N° 2 se construyó nuevo, ya que el anterior se demolió por completo.

La Superestructura que se propuso es de concreto reforzado para dos vías de circulación con 6 vigas de concreto pre-esforzado de 30.42 m de longitud, rigidizadas entre sí con diafragmas de concreto reforzado. A la entrada y a la salida del puente se construirán losas de aproximación para la protección de la obra.

Este puente por estar ubicado en una zona urbana se propone con andenes peatonales a ambos lados.

2.5 TIPO Y USO DEL SUELO

En forma general el uso actual del suelo indica que la mayor cantidad de áreas son tacotales y cultivos anuales, de pasto natural y pasto mejorado, bastante vegetación arbustiva y con áreas mínimas de centro poblado especialmente las que corresponde a La Trinidad y parte de Diriamba.

Para el tipo de suelo se necesitó información que provee la siguiente fuente: Información recopilada por la Unidad de Estudios de Suelos de la Dirección General de Ordenamiento Territorial, del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). En la superficie de la cuenca se encuentran más arenas con poco limo y arcillas suelos muy permeables por tanto la infiltración es considerable.

2.6 CLIMA Y RELIEVE DE LA ZONA

Como anteriormente se mencionó la cuenca se encuentra en el departamento de Carazo, cubriendo una gran parte del municipio de Diriamba y se caracteriza por tener un clima húmedo, siendo relativamente fresco con leves alzas de temperatura, que oscilan entre los 27 y 25 C. La precipitación alcanza entre los 1,200 y 1,400 mm.

El territorio es atravesado por pequeños ríos que han disminuido considerablemente su caudal debido a la explotación incontrolada de los recursos madereros y acuáticos. También existen algunos riachuelos que mantienen lleno su caudal durante el invierno, permaneciendo secos en la mayor parte del verano.

La parte alta de la cuenca tiene una elevación promedio de 760 msnm y en el punto de cierre o sea en la parte baja tiene una elevación de 80 msnm.

CAPITULO III : MARCO TEÓRICO

Para poder realizar un estudio hidrotécnico satisfactorio siempre es necesario tener un conocimiento amplio y preciso de la teoría, en la cual se apoya tanto la hidrología como la hidráulica que son la piedra angular en el área de obras de cruces. Sin obviar otras materias que también son de mucha ayuda.

En este capítulo se presentaran los fundamentos teóricos que se aplicaron para el análisis de selección de datos, métodos y ejecución de todos los cálculos con fin de realizar la evaluación hidrotécnica del puente La Trinidad. Una gran parte de los cálculos se hicieron con los programas computacionales, siempre conociendo la información y lógica que los programas requieren, es decir que para utilizarlos primero se tiene que conocer profundamente la teoría que estos utilizan.

3.1 HIDROLOGÍA

Existen muchos concepto de hidrología entre ellos tenemos el siguiente "La Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos."¹

Desde el punto de vista de Ingeniería Civil, la hidrología tiene como objetivo principal la estimación del evento de diseño o sea el caudal, cuando se proyecta la construcción de cualquier obra hidráulica es decir que puede ser la estimación de la avenida máxima para un vertedor de una presa o puede ser el caudal máximo que circula a través de una alcantarilla en carretera o la estimación del almacenamiento por un río para la instalación de un equipo de bombeo o de un sistema de regadíos para este caso es la estimación del caudal máximo que drena en el puente La Trinidad.

¹ Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, DF.: Miembro de la Cámara Nacional de Industria.

3.1.1 Parámetros geomorfométricos²

3.1.1.1 Características del relieve

a. Pendiente media de la cuenca

Esta característica es de mucha importancia porque controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los canales fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

Con ArcGis 10.1 se calcula la pendiente media a través de un mapa reclasificado de pendiente que presenta valores de pendiente máximas y mínimas para distintos intervalos de área establecidos por el usuario del programa, la cuales se ponderan con la pendiente promedio de cada intervalo para obtener la pendiente media de la cuenca.

$$S_{mc} = \frac{\sum(A_i \times S_i)}{\sum A_i}$$

Dónde:

S_{me} = pendiente media.

A_i = el área de cada intervalo

S_i = pendiente promedio de cada intervalo.

b. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica caracteriza el relieve de una cuenca, o sea, es el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar (msnm). Es la curva que representa la superficie por encima de una cota dada.

² Lanza Mejía, D. J. (2010). *Introducción a la Hidrotecnia Vial*. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería.

Para su elaboración se necesita calcular en ArcGis 10.1 un mapa de altitudes y valores de área dicho mapa se caracteriza en dividir la cuenca en distintas secciones cuyo número de secciones lo define el usuario del programa luego se grafica en Excel con los valores de porcentaje de área acumulada y promedio de altitudes.

$$h_{prom} = \frac{h_{max} - h_{min}}{2}$$

$$\%A_{acum} = \frac{A_{acum}}{A_{total}} \times 100$$

Dónde:

h_{prom} = promedio de la altitud máximas y mínima para cada sección sus valores se colocan en el eje de la ordenada.

$\%A_{acum}$ = porcentaje de área acumulada sus valores se colocan en el eje de la abscisa.

- **Altitud media**

Es valor promedio de elevación en la cuenca. Y se calcula con los resultados obtenidos del mapa de altitudes anteriormente mencionado.

- **Altitud más frecuente**

Es el valor que representa la altitud que cubre más superficie en la cuenca. Y se obtiene del mapa de secciones con los valores de altitudes promedio y porcentaje de área para cada altitud.

$$\%A_i = \frac{A_i}{A_{total}} \times 100$$

Dónde:

h_{prom} = promedio de la altitud máximas y mínima para cada sección del mapa de pendiente. De que se elaboró en la curva hipsométrica.

$\%A_i$ = porcentaje de área para cada valor de altitud con respecto al área total de la cuenca.

En la altitud que se encuentre el valor máximo de $\%A_i$ corresponde la altitud más frecuente.

- **Altitud de frecuencia media**

Dicho valor corresponde al 50 por ciento del área en la curva hipsométrica.

- **Histograma de frecuencia**

Es la proporción en porcentaje de la superficie total de la cuenca comprendida entre secciones del mapa anteriormente en la sección de curva hipsométrica.

c. Rectángulo equivalente

Es un rectángulo que tiene la misma superficie de la cuenca en estudio y el mismo perímetro y se calcula de la siguiente manera:

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

$$l = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16A}}{4}$$

Dónde:

L = lado mayor del rectángulo equivalente en (km)

l = lado menor del rectángulo equivalente (km)

A = el área de la cuenca.

P = perímetro de la cuenca.

d. Característica de la red hídrica

- **Orden de la red hídrica**

El orden de la red hídrica se definió bajo el criterio de “Horton (1945) dio origen al estudio cuantitativo de redes de ríos. Desarrolló un sistema para ordenar las redes de ríos y derivó algunas leyes al relacionar el número y la longitud de los ríos de diferente orden”.³

Y lo podemos clasificar de la siguiente manera:

Tabla 3.1.1-1 Clasificación de Orden de Corriente

Clases de orden de corriente	
Rango de ordenes	Clases de orden
1-2	Bajo
2-4	Medio
4-6	Alto

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

- **Longitud total de la red hídrica**

Es la suma de longitudes de cada tramo de río que cubren la red principal y se calcula sumando las longitudes de los tramos que se obtienen a través de HEC-GeoHMS 10.1.

- **Pendiente media del cauce principal**

Es la pendiente del curso principal la cual se obtiene con ArcGis 10.1 y su extensión HEC-GeoHMS 10.1 se calculan las pendientes de cada tramo de los ríos estas pendientes se ponderan con la longitud de cada tramo de río con el fin de obtener la pendiente media de la corriente principal.

³ Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Hidrología aplicada*. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

$$S_{mr} = \frac{\sum (L_i \times S_i)}{\sum L_i}$$

Dónde:

S_{mr} = pendiente media de red principal.

L_i = longitud de cada tramo de los ríos.

S_i = pendiente de cada tramo de los ríos.

e. Densidad de drenaje

Este es otro indicador útil del grado de bifurcación o sea las corrientes tributarias de la cuenca y se define como la relación de la longitud de todos los cursos de agua al área de la cuenca.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

Dónde:

D_d = la densidad de drenaje.

L_i = longitud enésima de los ríos de la cuenca.

A = área de la cuenca.

Tabla 3.1.1-2 Densidad de Drenaje.

Clase de densidad de drenaje	
Rangos de densidad	Clases
0.1-1.8	Baja
1.9-3.6	Moderada
3.7-5.6	Alta

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

3.1.1.2 Característica física de la cuenca⁴

a. Área

El área drenaje de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. Toda cuenca de drenaje está rodeada prácticamente por una divisoria o parteadas. Se puede calcular de diversas formas; manualmente a través de mapas geodésicos o con programas como ArcGis o a través de mapas geodésicos o un DEM.

Existen tres clases de tamaño de área según el rango de esta.

Tabla 3.1.1-3 Valores de Tamaño de Cuencas.

Rangos de áreas	Clases de tamaño
Hasta 3.0	Pequeña
3.01-8.0	Mediana
8.01- a mas	Grande

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

b. Perímetro

El perímetro de la cuenca es la misma longitud del parte agua el cual se calcula directamente del programa utilizando la extensión Arc-HidroTools en ArcGis10.1.

c. Cotas máximas y mínimas

La cota máxima como su nombre lo dice es la elevación máxima de la cuenca en msnm de igual manera las cotas mínimas corresponde a la elevación mínima en este caso son las elevaciones de cada punto de control para las subcuencas.

d. Centroides

Los centroides de las subcuencas se calculan directamente por el programa utilizando la extensión HEC-GeoHMS 10.1

⁴ Lanza Mejía, D. J. (2010). *Introducción a la Hidrotecnia Vial*. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería.

e. **Forma de la cuenca**

- **Índice de Gravelius o compacidad**

Es un índice de la forma de la cuenca de drenaje sugerido por Gravelius que se define como la relación del perímetro de la cuenca con la longitud de la circunferencia de un círculo de igual a la de la cuenca en estudio. (Acuenca = Acírculo).

$$I_c = \frac{P_{CUENCA}}{P'_{CIRCULO}} ; \quad I_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

I_c = índice de compacidad.

P = perímetro de la cuenca.

A = área de la cuenca.

Cuando más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el índice de compacidad mínimo, igual a uno. Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad.

Tabla 3.1.1-4 Valores de Compacidad.

Rangos de I_c	Clases de compacidad
-1.25	Redonda a Oval redonda
1.25-1.50	De Oval redonda a Oval Oblonga
1.50-1.75	De Oval Oblonga a Rectangular Oblonga

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

- **Factor de forma**

El factor de forma se expresa como la relación del ancho promedio B , con la longitud axial de la cuenca, dado que no se conoce B se despeja para expresarlo en la siguiente manera.

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

Dónde:

K_f = factor de forma.

A = área de la cuenca.

L = longitud axial o longitud del rectángulo equivalente.

Es importante mencionar que podemos tener dos cuencas del mismo tamaño pero con factor de forma diferente donde una cuenca con factor de forma mayor a la otra puede estar sujeta a mayores crecientes.

Tabla 3.1.1-5 Valores de Factor de Forma.

Rangos de l_c	Clases de compacidad
0.01-0.18	Muy poca achatada
0.18-0.36	Ligeramente achatada
0.36-0.54	Moderadamente achatada

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

- **Coeficiente de masividad**

Representa la relación entre la elevación media de la cuenca y el área de la cuenca y se calcula:

$$K_m = \frac{hm}{A}$$

Dónde:

K_m = coeficiente de masividad.

hm = elevación media de la cuenca.

A = área de la cuenca.

Tabla 3.1.1-6 Valores de Masividad.

Rangos de Km	Clases de masividad
0-35	Muy montañosa
35-70	Montañosa
70-105	Moderadamente montañosa

Fuente: Cap. 2, Cuenca hidrográfica NELAME

3.1.2 Análisis estadístico de datos hidrológico de precipitación

3.1.2.1 Curvas de intensidad duración y frecuencia⁵

Son una relación matemática empírica entre la intensidad de una precipitación, su duración y la frecuencia con la que se observa. La relación entre estas tres variables se puede presentar en una sola gráfica, interpretar correctamente estas curvas da parámetros para proyectar obras de ingeniería que están influenciadas directamente con factores climáticos.

Es de vital importancia conocer los siguientes términos:

INTESIDAD: es la tasa promedio de lluvia en pulgadas por hora para una cuenca o subcuenca de drenaje particular.⁶

Pero en nuestro país está dada en milímetros por hora.

DURACIÓN: Tiempo de caída de una precipitación sobre un área determinada.

FRECUENCIA: Es la relación entre la magnitud de un evento y su periodo de retorno. Este fenómeno depende de la ubicación geográfica y de las características físicas y meteorológicas del lugar. Puede expresarse en una gráfica como la distribución de Gumbel.

⁵ Ver Anexo I.3

⁶ Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Hidrología aplicada*. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

a. Ajuste de los datos con una función de distribución de probabilidad

Para el cálculo de las curvas IDF con periodos de retornos de 5, 10, 25, 50, 100 años. Se necesita un registro valores de intensidades máxima anual pueden ser estaciones pluviométricas de cada país. Con estos se puede ajustar dichos valores a la Función de Distribución de Probabilidad de valor extremo tipo I como la función Gumbel. Esta función de distribución de probabilidad se define como:

$$F(X) = \left(1 - \frac{1}{TR}\right) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

$$TR = \frac{n+1}{m}$$

Dónde:

m = es el número de orden de una lista mayor a menor de los datos

n = es el número de datos con que cuenta la estación.

x = Representa el valor de intensidad para los distintos años

α y β = Parámetros a estimar en función de los valores de la muestra y se calculan como sigue:

$$\beta = \bar{x} - 0.450047 \times S \quad ; \quad \alpha = \frac{1.2825}{S}$$

Dónde:

S = desviación estándar de la muestra

\bar{x} = media de la muestra.

b. Test de Kolmogorov – Smirnov

Este test de bondad de ajuste está basado en un estadístico que mide la desviación de la frecuencia observada acumulada con relación a la frecuencia teórica acumulada. Este test es válido para distribuciones continuas. Sin embargo, sirve tanto para muestras grandes como muestras pequeñas.

En donde:

$$Dt = \text{el mayor } |P(X \leq Xm) - f(y)i|$$

Se utiliza la tabla de valores críticos de Dt en la prueba de bondad de ajuste de K-sminov; considerando un el tamaño de la muestra n . se establece lo siguiente:

Sí el valor de $Dt > D$. Entonces, se acepta el ajuste. De lo contrario el ajuste no es adecuado.

Tabla 3.1.2-1 Valores de Deltas Críticos para Distintos TR y Alfas.

N	α			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23

c. Cálculo de las Curvas IDF.

Para poder calcular las curva IDF el ajuste tiene que ser adecuado. O sea que los valores calculados de Dt crítico tienen que ser mayor al valor de la columna de alpha para un nivel de significación de 0.05. En la celda que corresponde al número de muestra que se tenga.

Una vez confirmado lo anterior se utiliza la siguiente ecuación. Para los distintos periodos de tiempo y valores de los cinco periodos de retorno anteriormente mencionado al inicio de esta sección. La cual es una ecuación despejada de la función de Gumbel para obtener las intensidades que me generan las curvas IDF.

$$X = \beta - \frac{\left[\ln \ln \left(1 - \left(\frac{1}{TR} \right) \right) \right]}{\alpha}$$

Cuyas variables ya fueron mencionadas en la sección anterior de este capítulo, los valores de intensidad que no se pueden calcular con la formula se interpolan con los otros valores de intensidades conocidas.

Con estos valores de intensidad se calcula la precipitación total:

$$P = de * I \quad ; \quad de = tc$$

P = Precipitación Total.

de = Duración de la tormenta.

I = Valor de la intensidad.

Tc = Tiempo de concentración.

3.1.3 Modelación hidrológica y tránsito de avenida

Para la modelado hidrológico se usa una aplicación que fue desarrollada por el centro de Ingeniería de Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del

modelaje es el cálculo de los hidrogramas del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

3.1.3.1 Tiempo de concentración⁷

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés. Depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad que adquiere. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida.

Para poder determinar el tiempo de concentración de una cuenca o subcuenca se pueden aplicar muchas fórmulas en este caso se abordará la fórmula propuesta por el Ing. Eduardo Basso, el método del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA).

$$T_c = 0.0041 \left(\frac{3.28L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

T_c = tiempo de concentración en minutos

L = longitud del cauce principal de la subcuenca en metros

S = es la pendiente de la subcuenca en m/m.

3.1.3.2 Método S.C.S para pérdidas por infiltración⁸

Las abstracciones incluyen la intercepción de precipitación por la vegetación del terreno, el almacenamiento en depresiones en la superficie del suelo a medida que el agua se acumula en hundimientos en la superficie e infiltración de agua en el suelo.

⁷ Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Hidrología aplicada*. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

⁸ Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Hidrología Aplicada*. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

El U.S. Soil Conservation Service desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, para la tormenta como un todo. La profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (P_e) es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación total (P); de manera similar después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca (F_a) es menor o igual a alguna retención potencial máxima (S). Existe una cierta precipitación (I_a) (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es ($P - I_a$).

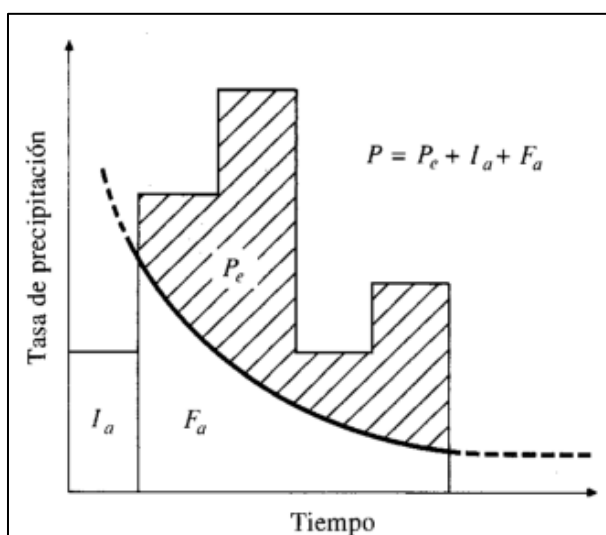


Figura 3.1.3-1 Infiltración y Exceso de Precipitación

Dónde:

I_a = Abstracción inicial (mm).

S_a = Almacenamiento máximo en el suelo (mm).

P_e = Precipitación efectiva (mm)

P = Precipitación total.

F_a = Abstracción Continua

CN = Numero de Curva

La hipótesis del método de la S.C.S consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales. De lo cual se obtiene:

$$Pe = \left(\frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \right)$$

El U.S. Soil Conservation Service propone también la siguiente relación empírica:

$$Ia = 0.2S$$

Y también se tiene que el cálculo de la retención potencial máxima.

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Al representar en graficas la información de P y Pe, para muchas cuencas, el S.C.S encontró curvas. Para estandarizar estas curvas se define un numero adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies de impermeables y superficies de agua CN = 100; para superficies naturales CN < 100.

Los números de curva han sido tabulados por S.C.S con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra se define 4 grupos hidrológicos del suelo:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, Marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosa, Marga arenosas poco profundas, suelos bajo contenido orgánico y suelo con alto contenido de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Para una cuenca con varios tipos de suelo y usos variados de la tierra se puede calcular un valor de CN compuesto. Ver Anexo I.2 Tabla I.2 1 de números de curva para usos de suelo en dependencia del grupo hidrológico del suelo.

3.1.3.3 Transformación de lluvia en escorrentía

- **Hidrograma Unitario Triangular Sintético⁹**

Se define hidrograma como a la gráfica que mide el gasto o caudal que pasa durante un determinado tiempo por una sección transversal cualquiera de un río. Y hidrograma unitario como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, duración *de* y repartida uniformemente en la cuenca.

Para cuencas donde no se han hecho mediciones de caudales es necesario determinar los hidrogramas unitarios con datos de características generales de la cuenca los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos. Y existen algunos métodos, en este documento se abordará y calculara el caudal de escorrentía directa por el método triangular sintético:

$$qp = \frac{0.208A}{Tp}$$

$$Tp = \frac{de}{2} + 0.6Tc$$

$$Qmax = Pe \times qp$$

9 Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, DF.: Miembro de la Cámara Nacional de Industria.

$d_e = T_C$ para cuencas pequeñas $A \leq 25 \text{ km}^2$.

Dónde:

Q_{\max} =caudal máximo.

q_p = caudal pico en $\left(\frac{m^3}{s-mm}\right)$.

A = área de la cuenca.

T_p = tiempo al pico.

3.1.3.4 Tránsito de avenida (Método de Muskingum)

Es la simulación de la variación de un hidrograma al recorrer un tramo de cauce. El método del tránsito avenida constituye todos los procedimientos con los cuales se pueden determinar el tiempo y la magnitud de una avenida en un punto del cauce.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p$$

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

Dónde:

O_2 = caudal de salida al momento del transito

I_2 = caudal de entrada al momento del transito

O_1 = caudal de salida un instante antes del transito

I_1 = caudal de entrada un instante antes del transito

Y

C_0, C_1, C_2 coeficientes de rugosidad del cauce.

a. Cálculo de los parámetros del tránsito

- **Longitud de tránsito**

Es la distancia que se mide desde un punto de control a otro punto de control consecutivo sobre el rio principal.

- **Velocidad de tránsito**

Para el primer tránsito que se realice este valor de velocidad de tránsito es igual a la velocidad de flujo. Y se calcula de la siguiente manera.

$$V_c = V_{t1} = \frac{L_t}{T_t}$$

Dónde:

V_t = tiempo tránsito de la subcuenca que se transita.

L_t = es la longitud del tránsito o sea la longitud del río de la subcuenca que se transita.

T_t = es el tiempo de tránsito de la subcuenca. Que es igual a la mitad del tiempo de concentración.

Para cuando no es el primer tránsito la velocidad se calcula con el promedio aritmético que considera la velocidad de tránsito anterior más la velocidad de la subcuenca que se transita.

$$V_{t2} = \left(\frac{V_{t1} + V_{c2}}{2} \right)$$

Dónde:

V_{t2} = velocidad de tránsito de la subcuenca que se transita.

V_{t1} = velocidad de tránsito de subcuenca anteriormente transitada.

V_{c2} = velocidad de la subcuenca que se transita. Para las demás velocidades del resto de la subcuencas se sigue el mismo procedimiento, siempre aplicando promedio aritmético.

- **Tiempo de retardo (k)**

Es el tiempo de viaje del pico de la avenida a lo largo del tramo. Y se calcula de la siguiente manera:

$$K = \left(\frac{L}{V_t} \right)$$

Dónde:

K = tiempo de retardo

L = distancia entre dos puntos de control consecutivo

V_t = es la velocidad de tránsito de la subcuenca que se transita.

- **Cálculo de los coeficientes del cauce**

$$C_0 = \frac{(kx - 0.5t)}{k - kx + 0.5t} \quad C_1 = \frac{(kx + 0.5t)}{k - kx + 0.5t} \quad C_2 = \frac{(k - kx - 0.5t)}{k - kx + 0.5t}$$

Dónde

X = factor adimensional de amortiguamiento igual 0.2 para cauces.

t = 0.5tc.

Las demás variables ya fueron mencionadas anteriormente.

3.1.3.5 Hietograma de diseño (Método Bloques Alternos)

Los Hietogramas representan la distribución temporal de la lluvia.

“El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un histograma de diseño utilizando una curva de intensidad-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietrograma de diseño.”¹⁰

¹⁰ Chow, Maidment, D., & Mays, L. (198). Hidrología aplicada. Editorial Colombiana, Nomos S.A.

3.2 HIDRÁULICA

3.2.1 Introducción a la hidráulica de puentes

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, en el cual puede ser el curso de un cauce o río. Es importante tener en cuenta que el tramo no será estable si no lo es el tramo fluvial comprendido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante.¹¹

Para el estudio hidráulico de puentes es importante conocer las partes más comunes de los puentes entre ellos tenemos: El tablero el cual es la superestructura por donde circulan los vehículos, e incluye las vigas. Los pilares los cuales son las columnas verticales que transmiten las cargas del tablero y su peso propio al suelo. Los pilares incluyen las obras de cimentación que pueden ser superficiales (zapatas) ó profundas (pilotes.). Y los estribos esto son los que sirven de apoyo a ambos extremos del tablero. Finalmente los terraplenes conectan los estribos con las riberas del río. Los únicos componentes obligatorios de un puente son el tablero y los estribos.

3.2.2 Tipos de flujos

En la zona de un puente se pueden presentar cuatro tipos de flujo cuando existe flujo libre a través del puente. Cuando se tiene condiciones de flujo libre en la zona del puente se dice que el flujo es bajo, en tanto que el flujo alto se considera cuando la estructura llega a actuar a presión o como un vertedero.

El flujo se reduce de un ancho B a un ancho b . La entrada y la salida de la reducción funcionan como una contracción y una expansión, respectivamente. Las zonas E representan los terraplenes de acceso del puente que estrechan el cauce y por lo tanto producen un efecto de remanso aguas arriba.

¹¹ Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones. (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Perú.

3.2.2.1 Flujos bajos

a. Flujo tipo A

Este tipo de flujo se da cuando la superficie del agua a través del puente es completamente subcrítico y por lo tanto los tirantes de agua son siempre mayores que la profundidad crítica.

b. Flujo tipo B

Existe cuando los perfiles son subcrítico o supercríticos. Para ambos perfiles, el flujo tipo B ocurre cuando los perfiles pasan por la profundidad crítica en la sección contraída del puente. Para un perfil subcrítico, la ecuación de momento es usado para el cálculo de la superficie de agua aguas arriba, por encima de la profundidad crítica y una superficie de agua aguas abajo, sección por debajo de la profundidad crítica. Para un perfil supercrítico, el puente actúa como un control ocasionando que la elevación de la superficie del agua hacia aguas arriba este por encima de la profundidad crítica.

El momento es realizado para cálculo en una superficie del agua aguas arriba por encima de la profundidad crítica y una superficie de agua aguas abajo por debajo de la profundidad crítica. Si por una razón, la ecuación de Momento falla al converger en una respuesta durante flujo de clase B.

Para la secuencia del método de energía para el cálculo del perfil de la clase B a través del puente. Cuando el flujo clase B no existe, entonces HEC RAS usa el modo mixto del régimen de flujo.

c. Flujo tipo B_1

Este se caracteriza porque los tirantes de agua fuera de la sección contraída siempre son mayores que el crítico, pasando el flujo por tirante crítico en el estrechamiento. Por lo tanto, la superficie del agua hacia aguas arriba del estrechamiento, y por ende el remanso, se vuelven independiente de las condiciones aguas debajo de la contracción

d. Flujo tipo B_2

Este tipo de flujo presenta un pequeño salto hidráulico aguas debajo de la sección contraída debido a que el tirante normal del agua hacia aguas abajo es mayor que el tirante crítico a la salida del estrechamiento y a que el tirante en la sección contraída es menor que el tirante crítico. El flujo pasa de supercrítico en la sección contraída a subcrítico en la sección de aproximación.

e. Flujo tipo C

Este tipo de flujo existe cuando la superficie del agua a través del puente es completamente supercrítico. En este caso, los tirantes de agua siempre son menores que el crítico. Teóricamente, no se presenta remanso para este tipo de flujo. La superficie del agua se altera en la zona adyacente al puente sin extenderse su efecto más allá. El flujo supercrítico no es común en la práctica aunque puede ocurrir en cauces de montaña.

3.2.3 Obtención del coeficiente de rugosidad de Manning (Método de Cowan).¹²

El coeficiente de rugosidad de Manning se estima por el método de Chow 1959 o del mismo programa HEC-RAS 4.1, para el cual se utiliza la información recopilada en el campo del tipo de material que compone el cauce, taludes y

¹² Ven Te Chow, p. D. (2000). Hidráulica de Canales Abiertos. Santa Fé Bobota, Colombia. Martha Edna Suárez, R.

márgenes de los cauces, así como también del tipo de vegetación y otros componentes que inciden en la resistencia del canal al flujo.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n . Mediante este procedimiento el valor de n puede calcularse por.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_4)m_5$$

Dónde:

n_0 = Valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados.

n_1 = Valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de la rugosidad superficial.

n_2 = Es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal.

n_3 = Valor para considerar las obstrucciones.

n_4 = Considera la vegetación y condiciones de flujo.

m_5 = Factor de corrección.

Para la selección de estos valores ver Anexo I.1-Tabla I.1 1

Para establecer el valor de n_1 , se considera que el grado de irregularidad es:

- Suave: para superficies comparables con la mayor obtenible en los materiales involucrados.
- Menor: para canales artificiales bien dragados con taludes laterales ligeramente erosionado o socavados en canales artificiales o canales de drenaje.
- Moderado: para canales mediana o pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje.

- Severos: Para bancas muy derrumbadas de cauces naturales o con taludes laterales muy erosionados o muy derrumbados en canales artificiales o canales de drenaje, y canales artificiales excavados en roca con superficie deformes, con entrantes y salientes irregulares.

Para escoger el valor de n_2 se considera que el carácter de las variaciones en tamaño y forma de la sección transversal es:

- Gradual: cuando el cambio en el tamaño o en la forma ocurre de manera gradual.
- Ocasionalmente alternante: cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan ocasionalmente o cuando los cambios en la forma causan el cambio de la corriente principal de un lado a otro.
- Frecuentemente alternante: cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan con frecuencia o cuando los cambios en la forma causan frecuentes cambios de la corriente principal de un lado a otro.

Al establecer el valor de n_3 se consideran la presencia y las características de obstrucciones como depósitos de basura, palos, raíces expuestas, cantos rodados y troncos caídos y atascados. Considere lo siguiente en este valor de n_3 . Hasta qué punto las obstrucciones ocupan o reducen el promedio de área mojada, la naturaleza de las obstrucciones (objetos puntiagudos o angulares inducen mayor turbulencia que objetos curvos o con superficies lisas), y la posición y el espaciamiento, transversal y longitudinal, de las obstrucciones en el tramo bajo consideración.

Al establecer el valor de n_4 se considera el grado del efecto de la vegetación:

- Bajo: para condiciones comparables a lo siguiente:

- a. Crecimientos densos de pasto o maleza flexibles; de los cuales los pastos bermuda y azul son ejemplos, donde la profundidad promedio de flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación.
 - b. Varas flexibles de plantas jóvenes, como sauce, matas de algodón o cedro salado, la profundidad promedio de flujo es tres o cuatro veces la altura de la vegetación.
- Medio: para condiciones comparables a las siguientes:
 - a. Césped cuando la profundidad media de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación.
 - b. Pastos con tallo, maleza o plantas jóvenes con cubierta moderada cuando la profundidad promedio de flujo es dos a tres veces la altura de la vegetación.
 - c. Crecimientos de matorrales, moderadamente densos, similares a sauces de uno a dos años, durante la estación invernal, a lo largo de los taludes laterales de un canal sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.
- Alto: para condiciones comparables a las siguientes:
 - a. Prados de césped cuando la profundidad promedio es más o menos igual a la altura de la vegetación.
 - b. Sauces o plantas de algodón de ocho a diez años de edad durante la estación invernal, con crecimiento intermedio de malezas y matorrales, sin vegetación en el follaje, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.
 - c. Matorrales de sauces de aproximadamente un año de edad durante la estación de crecimiento, con intercalaciones de algunas malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales sin vegetación importante a lo largo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.

- Muy alto: para condiciones comparables a las siguientes:
 - a. Pastos cuando la profundidad promedio del flujo es menor que la mitad de la altura de la vegetación.
 - b. Matorrales de sauces de más o menos un año de edad durante la estación de crecimiento, con crecimiento intercalados de maleza con follaje completo a lo largo de los taludes laterales o crecimientos densos de plantas de hojas anchas en el fondo del canal, con cualquier valor del radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.
 - c. Árboles en la estación de crecimiento con intercalaciones de maleza y matorrales, todos con follaje completo, con cualquier valor del radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.

Al establecer el valor de m_5 , el grado de los efectos de meandros depende de la relación entre la longitud con meandros y la longitud recta del tramo del canal. Los meandros se consideran menores para relaciones de 1 a 1.2, apreciables para relaciones de 1.2 a 1.5, y severos para relaciones de 1.5 y mayores.

3.2.4 Socavación

La socavación se define como el aumento de una sección de flujo por la remoción del material del fondo a través de la acción del fluido en movimiento. La socavación total en el cauce de un río o cauce está compuesta por tres componentes:

- La socavación general, debido a los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del río (socavación general o sedimentación).
- La socavación por contracción, es el resultado de la restricción de la vía fluvial o canal ya sea natural o debido a un puente y a sus aproximaciones.

- La socavación local es una consecuencia de la obstrucción del flujo por pilares o estribos, los cuales aceleran el flujo, creando vórtices que remueven el material alrededor de ellos.

3.2.4.1 Socavación por contracción (Método de Laursen)

La socavación por contracción ocurre cuando el área transversal del flujo de una corriente es reducida por una contracción natural o por una contracción artificial de un puente. En el cruce de un puente muchos factores pueden contribuir a que ocurra la erosión por contracción.

Estos factores como: el canal principal se contrae naturalmente según se aproxima a la apertura del puente; los terraplenes de la pista cerca al puente causan que todo ó parte del flujo de las llanuras de inundación sea forzado hacia el cauce principal; los estribos del puente están proyectados (metidos) dentro del cauce principal; los pilares del puente están bloqueando una porción significativa del área transversal del flujo; y una caída en el nivel de agua aguas abajo la cual incrementa velocidades dentro del puente.

Los dos tipos de socavación por contracción son llamados *socavación por contracción de lecho móvil* y *socavación por contracción de aguas claras*. La socavación por contracción de lecho móvil ocurre cuando el material del lecho está siendo transportado en la sección contraída del puente desde agua arribas a la sección de acercamiento (antes del tramo de contracción). La socavación por contracción de aguas claras ocurre cuando el transporte del sedimento del material del lecho en la sección de acercamiento no contraída es insignificante o menos de la capacidad de corriente del flujo. Condiciones de la socavación por contracción.

Para calcular la velocidad crítica, la siguiente ecuación de Laursen (1963) es usada.

$$V_c = Kv \times \sqrt[6]{y_1^3 D_{50}}$$

Dónde:

V_c = Velocidad crítica superior la que transportará material del lecho del tamaño D_{50} , m/s.

y_1 = Profundidad promedio del flujo en el cauce principal o en el área de las Llanuras de inundación en la sección a aproximarse, en metros.

D_{50} = Tamaño de la partícula del material del fondo en una mezcla en la cual el 50% son más pequeños, en metros.

K_u = 6.19 Unidades en el Sistema Internacional.

a. Cálculo de la socavación por contracción de lecho móvil

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{6/7} \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

Dónde:

y_s = Profundidad media de socavación por contracción (m)

y_2 = Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m)

y_1 = Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m).

y_0 = Profundidad media del flujo en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hoyo dejado por la socavación es rellenado con sedimentos (m).

Q_1 = Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s).

Q_2 = Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s).

W_1 = Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m).

W_2 = Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m).

K_1 = Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho. (Ver valores de K_1 en Anexo I.4 Tabla I.4-1).

$$V_* = gh_1 S_1$$

Dónde:

V_* = Velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s)

W = Velocidad de caída para D_{50} (Obtener valores de W , en Anexo II.3 Tabla II.3-1)

g = Aceleración de la gravedad ($9.8 m/s^2$)

S_1 = Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

D_{50} = Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

b. Cálculo de la socavación por contracción de aguas claras

Socavación por contracción en agua clara se usa la siguiente ecuación dada por Laursen:

$$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{C \times D_m^{2/3} \times W_2^2} \right]^{3/7}$$

Dónde:

D_m = Diámetro de la partícula más pequeña sin transportar ($1.25D_{50}$), en la sección contraída.

D_{50} = Diámetro medio del material del lecho.

C = 40 para unidades métricas.

3.2.4.2 Socavación local en estribos de puente.(Método de Froehlich)

La socavación local en los estribos depende entre otros de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las márgenes, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

Froehlich analizó 170 experimentos de socavación de lecho móvil en laboratorios a través de análisis de regresión para obtener la siguiente ecuación:

$$y_s = 2.27K_1K_2(L')^{0.43}y_a^{0.57}Fr^{0.61} + y_a$$

Dónde:

Y_s = Profundidad de socavación (m).

K_1 = Coeficiente que depende de la forma del estribo

Tabla 3.2.4-1 valores del coeficiente de la forma del estribo

Descripción	k1
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Peru

K_2 = Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo en el estribo. Este valor es automáticamente calculado por HEC RAS. Como el ángulo de ataque puede ser mayor que 90 grados, este factor se crece desde un valor de uno, si el ángulo de ataque es menor que 90 grados, entonces el valor puede tomarse menor que uno. Y se calcula $k_2 = (\theta/90)^{0.13}$.

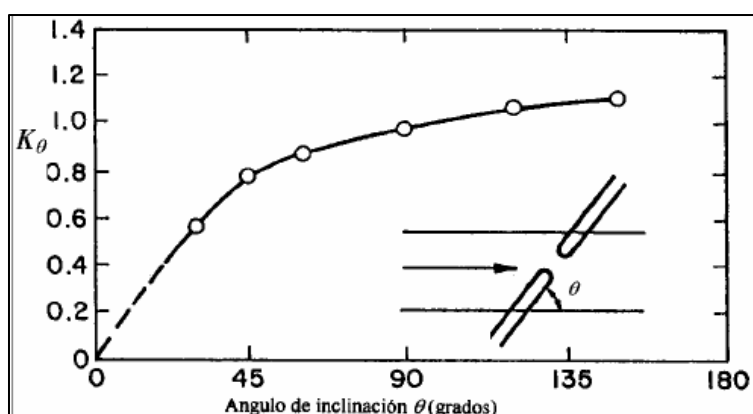


Figura 3.2.4-1 Factor de Corrección Por Ángulo de Ataque

L = es la longitud del estribo (terraplén) proyectado normalmente hacia el flujo (proyectado arriba hacia la sección transversal más cercana). Este valor es automáticamente calculado por HEC RAS una vez introducidos una longitud del estribo y un ángulo de ataque. Estos valores pueden ser cambiados por el usuario.

Y_a = es una profundidad promedio del flujo (profundidad hidráulica) que es bloqueada por el terraplén en la sección más cercana. Este valor es calculado por

la proyección del estacionamiento del pie del estribo arriba hacia la sección más cercana. Desde la distribución.

F_{re} = Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Y se calcula:

$$Fr = \frac{V_1}{(gy_a)^{1/2}}$$

Dónde:

V_1 = es la velocidad en el pie del estribo, tomado desde la sección transversal justamente aguas arriba y fuera del puente. Esta velocidad es obtenida por la distribución de velocidades del flujo en correspondencia del estacionamiento de la sección transversal del pie del estribo. . Estos valores pueden ser cambiados por el usuario directamente. Y se calcula de la siguiente manera:

$$V_1 = \frac{Q_e}{A_e}$$

Dónde:

A_e = es el área del flujo que es obstruida por el estribo y el terraplén en la sección más cercana. Este valor es calculado por la proyección del estacionamiento del pie de los estribos en la sección más cercana. Desde la distribución del flujo, HEC RAS calcula el área del lado izquierdo del pie del estribo y del lado derecho del pie del estribo. Estos valores pueden ser cambiados por el usuario directamente.

Q_e = es el flujo obstruido por el estribo y el terraplén en la sección más cercana. Este valor es calculado por la proyección del estacionamiento del pie del estribo sobre la sección la cercana. Desde la distribución del flujo, HEC RAS calcula el porcentaje del flujo en la parte izquierda del pie del estribo y la parte derecha del pie del estribo derecho. Este porcentaje son multiplicados por el flujo total para obtener la descarga bloqueada por cada terraplén. Estos valores pueden ser cambiados por el usuario directamente.

CAPITULO IV : METODOLOGIA DE EVALUACION HIDROTECNICA

4.1 INTRODUCCIÓN

Se realizaron visitas de campo con el objetivo de verificar in situ el tipo y uso general actual de la cuenca, además de las condiciones actuales existentes en el cauce para poder determinar de forma correcta el coeficiente de rugosidad de Manning.

A partir de un modelo de elevación digital (D.E.M) suministrado por INETER, se procedió a ubicar el punto de cierre (Puente La Trinidad) y delimitar la cuenca utilizando el programa ArcGis 10.1. Con ayuda de este programa se calcularon los parámetros geomorfológicos, además de crear el modelo hidrológico con la extensión Hec-GeoHMS 10.1.

El programa de ArcGis 10.1 también se utilizó para digitalizar mapas de tipo y uso de suelo con información proporcionada por INETER, mapas que se utilizaron para determinar el número de curva de cada subcuencas y calcular las perdidas por infiltración.

De los registros meteorológicos proporcionados por INETER se realizaron análisis estadísticos para crear las curvas I.D.F y a partir de ellas obtener Hietogramas de diseño para periodos de retorno de 50 y 100 años. Los cuales se emplearon para calcular el caudal de diseño en la simulación del modelo hidrológico en HEC-HMS 3.5.

Posteriormente se utilizó la extensión Hec-GeoRAS 10.1 de ArcGis 10.1 para crear el modelo geométrico del cauce, y realizar el estudio hidráulico mediante el programa HEC-RAS 4.1.0.

4.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Un estudio hidrológico permite determinar la respuesta de una cuenca ante un evento de climático determinado y por lo tanto calcular caudales de diseño que permiten dimensionar obras de drenaje adecuadas.

4.2.1 Modelo Hidrológico de HEC-HMS 3.5¹³

El programa HEC-HMS 3.5 es un sistema de modelado hidrológico desarrollado por El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers) del Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center).

El HEC-HMS es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado cierta popularidad en nuestro país.

Los resultados obtenidos por HEC-HMS permiten:

- Dimensionar obras de control de inundaciones como, micro presas y embalses.
- Establecer dimensiones preliminares de altura de puentes, alcantarillas viales y sistemas de drenaje pluvial.
- Estudiar el impacto ambiental de las crecientes, causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

¹³ Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-HMS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2012

4.2.2 Información requerida por HEC-HMS 3.5¹⁴

La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que maneja. Existen cinco grupos básicos de información que deben suministrarse a HEC-HMS para efectuar las simulaciones:

4.2.2.1 Información morfométricas de las subcuencas

Algunas de las características morfométricas que requiere HEC-HMS para realizar los cálculos no están explícitas en las ventanas. Por ejemplo, las pendientes y longitud del cauce principal y de las laderas son necesarias para calcular los tiempos de concentración; las características morfométricas más importantes que deben considerarse en el modelo son:

- Área de las Subcuencas: Definir todos los cálculos de capacidad y conversión de los volúmenes de lluvia en escorrentía. Es el factor morfométrico de mayor importancia en hidrología.
- Longitud y pendiente de los cauces: Calcular los tiempos de concentración de las subcuencas.

4.2.2.2 Información meteorológica

La información de precipitación que requiere el programa HEC-HMS 3.5 está en función del modelo meteorológico utilizado. Para el estudio se definió un modelo en base a un Hietograma de diseño especificado por el usuario y la información que requiere es la siguiente:

- Registros de tormentas (Día de inicio y finalización, e intervalos de medición en minutos) de las estaciones cercanas. En este caso se construyó un Hietograma de diseño por el método del bloque alterno a partir de las curvas I.D.F.

¹⁴ Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-HMS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2012

- Identificación de las estaciones y sus correspondientes subcuencas.

4.2.2.3 Información de las características del suelo

A continuación se resume la información que solicita HEC-HMS según el método seleccionado para determinar las infiltraciones durante eventos de tormenta. Para este proyecto se utilizó el Método de la S.C.S para el cálculo de pérdidas por infiltración:

- Pérdidas Iniciales
- Número de curva, calculado como promedio sobre las subcuencas respectivas a partir de mapas de uso y tipo de suelo.
- Porcentaje de área impermeabilizada.

4.2.2.4 Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía

La parte más importante del modelo de simulación de HEC-HMS la constituyen los métodos para estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía. Se utilizó el método de Hidrograma Unitario Sintético del SCS. Este necesita la siguiente información:

- Tiempo de retardo Time Lag (h, minutos).

4.2.2.5 Información hidráulica para tránsito de avenidas

El tránsito de los caudales a través de canales y embalses es otro de los puntos críticos de la simulación con el programa HEC-HMS. El tránsito de avenidas se realizó por el método de Muskingum y la información que requiere es:

- Factor de tiempo de retardo K (h).

- Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo X (entre 0 y 0.5).
- Número de subdivisiones para los tramos

4.2.3 Componentes de HEC-HMS 3.5¹⁵

Los componentes del modelo son utilizados para simular la respuesta hidrológica en una cuenca. Estos incluyen; modelos de cuencas, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de precipitación. En una simulación se calcula la respuesta de la cuenca dada a una precipitación, una vez definido el modelo meteorológico, las especificaciones de control definen el tiempo, y el intervalo de tiempo para el cual se realizará la simulación.

4.2.3.1 Modelo de la cuenca (Basin Model)

Este modelo es la representación física de la estructura hidrológica de la cuenca. Para definirlo el programa cuenta con los siguientes elementos:

- Subcuencas (Subbasing)
- Tramo de Cauce (Reach)
- Uniones (Junction)
- Reservorios (Reservoirs)
- Embalses (Sources)
- Punto de Cierre (Sink)
- Derivaciones (Diverisions)

¹⁵ Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-HMS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2012

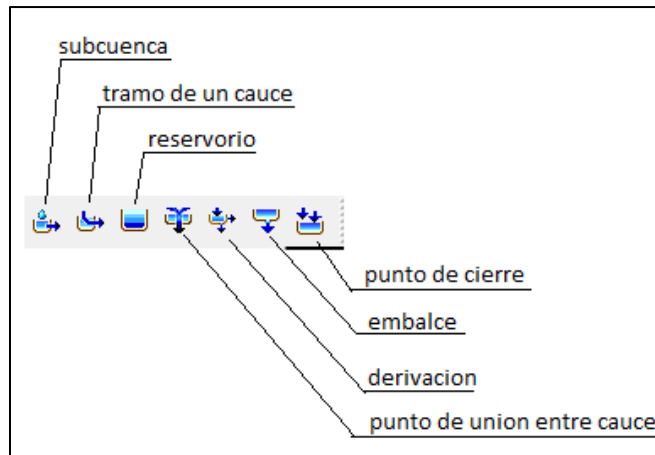


Figura 4.2.3-1 Elementos hidrológicos de una cuenca

En el modelo de la cuenca se especifica la información morfométrica de cada subcuenca, el método seleccionado para el cálculo de pérdidas por infiltración, así mismo para la transformación de lluvia en escorrentía y suma de caudales base en el caso de análisis de ríos.

a. Método de cálculo de perdidas (Loss Method)

Esto permite seleccionar el método por el cual el programa calcula las perdidas por infiltración separando la precipitación efectiva de la precipitación total y estimando así la precipitación que se convierte en escorrentía directa.

El método seleccionado, como antes se mencionó, es el método de Número de Curva del S.C.S. El Servicio de Conservación de Suelo lo desarrolló para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, este se abordó en el marco teórico.

b. Método de transformación de lluvia en escorrentía (Transform Method)

Uno de los aspectos más importante del modelo de simulación, lo constituyen los métodos para calcular la escorrentía directa producida por la precipitación neta.

Existen numerosos métodos de modelado transformaciones de escurrimiento para cada subcuenca. El HEC HMS dispone de los principales métodos de transformación más conocidos y para este caso se utilizó: El Hidrogramas Unitario Sintético del S.C.S. para más información sobre el método ver pág. 23 del marco teórico

c. Flujo base (BaseFlow)

Sumar a la escorrentía directa la escorrentía base, si existe previamente. En este estudio el drenaje que se estudia es de un cauce no de un río, por lo tanto no existe flujo base y el programa lo asume como nulo.

d. Método de tránsito (Routing Method)

El transito del caudal a lo largo de un cauce o a través de un embalse da lugar a un nuevo hidrograma (Hidrogramas Transitado). HEC-HMS 3.5 permite determinar el comportamiento del caudal en función del tiempo al transitarse de un punto de control a otro. Se seleccionó el Método de Muskingum para el tránsito de avenida.

- Tránsito de avenida en cauces por el método de Muskingum¹⁶

Este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El transito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce.

En la actualidad es un procedimiento muy utilizado para calcular el tránsito de un avenida en una cuenca grande. Tiene en cuenta dos parámetros, uno relacionado con la capacidad de almacenamiento (laminación) del cauce en cada tramo, de carácter adimensional (X) y otro relacionado con el tiempo que tarda la onda de

¹⁶ (Villon Bejar, Ejemplos de HEC-HMS, MaxSoft.2007)

avenida en desplazarse por el tramo considerado con unidades de tiempo en horas (K).

4.2.3.2 Datos de serie de tiempo (Time-Series Data Manager)

El modelo de precipitación contiene los datos de precipitación, ya sea histórico o hipotético, para el modelo. Este componente permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de Hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño.

4.2.3.3 Modelo meteorológico (Meteorological Model)

El modelo meteorológico de un componente muy importante en un proyecto de HEC-HMS. En esta parte se asocian las estaciones meteorológicas creadas a cada subcuencas correspondiente o se define un nivel de influencia de cada estación sobre las subcuencas utilizando métodos como distancia inversa o Polígonos de Thiessen. Se pueden introducir precipitaciones reales o hipotéticas o tormenta de diseño.

4.2.3.4 Especificaciones de control (Control Specifications)

En este componente se define el tiempo de simulación que ejecutara el programa especificando inicio (fecha, hora) y finalización (fecha, hora) de la corrida.

Este componente incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos, o sea se define la resolución del hidrograma resultante. El incremento de tiempo no debe ser menor que el 29% del tiempo de retardo (Lag time). El Lag time se puede estimar mediante el tiempo de concentración como el 60%.

4.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

4.3.1 Modelación Hidráulica Con HEC-RAS 4.1.0¹⁷

El Sistema Modelado de HEC - RAS, el cual es un modelo matemático para realizar análisis hidráulico unidimensional en canales abiertos. El modelo fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

HEC-RAS es un sistema integrado de software, diseñado para el uso interactivo en un ambiente de multi-pruebas. El sistema comprende de una interfaces del usuario gráfica (GUI), componentes de los análisis hidráulicos separados, almacenamiento de los datos y capacidades de dirección, gráficos e información de medios.

Básicamente el modelo comprende tres módulos, uno para los datos geométricos del canal y de las estructuras hidráulicas, un segundo módulo para el manejo de los datos de flujo para el diseño y condiciones de frontera del canal, un tercer módulo para realizar y manejar los análisis computacionales de las situaciones planteadas.

Los cálculos hidráulicos están basados en la ecuación de la energía la cual es resuelta para flujo gradualmente variado en canales por medio del método de Paso Estándar. Los análisis están basados en criterios inerciales y gravitacionales del flujo por lo que se examinan tres regímenes de flujo: Subcríticos, Mixto y Supercrítico. Las soluciones son evaluadas por los mensajes que el programa envía al usuario.

El programa está orientado a determinar los diferentes elementos hidráulicos de crecida relativos al curso de agua en examen, como por ejemplo el perfil hídrico,

¹⁷ Informe Hidrotecnico Final (MTI), Estudio de Factibilidad y Diseño Final de la Carretera Acoyapa-San Carlos Frontera con Costa Rica. (2007)

las velocidades de la corriente al centro y en los lados, el tipo de movimiento hidráulico, la altura crítica y otros.

El programa HEC-RAS determina los perfiles líquidos de tramos de cursos de agua naturales o artificiales (y tiene como título "Water Surface Profiles") utilizando los valores de las abscisas y de las ordenadas de los puntos que definen una serie de secciones transversales obtenidas en el tramo en estudio.

4.3.2 Componente de datos geométricos¹⁸

Los datos geométricos consisten de establecer una conectividad del sistema de ríos, secciones transversales, la longitud del tramo, los coeficientes de energía de pérdidas (pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión) y la información de las conexiones de flujo en los tramos del río o cauce. Datos de estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas, caídas hidráulicas, presa, etc.) que estén localizados en el tramo del río o cauce.

4.3.2.1 Esquema del cauce

El sistema esquemático del río es requerido para cualquier conjunto de datos geométricos con el sistema de HEC-RAS. El sistema esquemático del río es desarrollado por un dibujo y conectados por varios tramos. Para comenzar a trabajar con en HEC – RAS es necesario crear una ventana el esquema del río o cauce de tramo a tramo, para definir el extremo de aguas arriba como el extremo de aguas abajo de esta forma introducir los datos geométricos de las secciones que conforman el cauce o el río. La conectividad de los tramos es muy importante en el orden para que el modelo comprenda el sistema de drenaje, así como los cálculos de un tramo a otro. Es necesario que el dibujo del tramo sea de aguas arribas hacia aguas abajo, dando así la dirección del flujo. La conexión de los tramos se hace a través de una unión, esta solamente establece un punto localizado, donde uno o más flujos converge

¹⁸ Dr Nestor Javier Lanza Mejía. Manual HEC-RAS. Managua, Universidad Nacional de Ingeniería 2013

HEC-RAS reconoce los datos geométricos de los tramos que fundamentalmente son diversas secciones transversales a lo largo del cauce o cauces considerados. Dichas secciones transversales se introducen mediante la cota del terreno de varios puntos; de este modo, mediante la cota de dos secciones contiguas, separadas por una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente del tramo. El sistema numérico para cada sección debe ser consistente, HEC-RAS asume que los valores altos, son los correspondientes a secciones aguas arriba y los números más bajo son los de secciones aguas abajo, como se ve en la figura 4.3.2 1

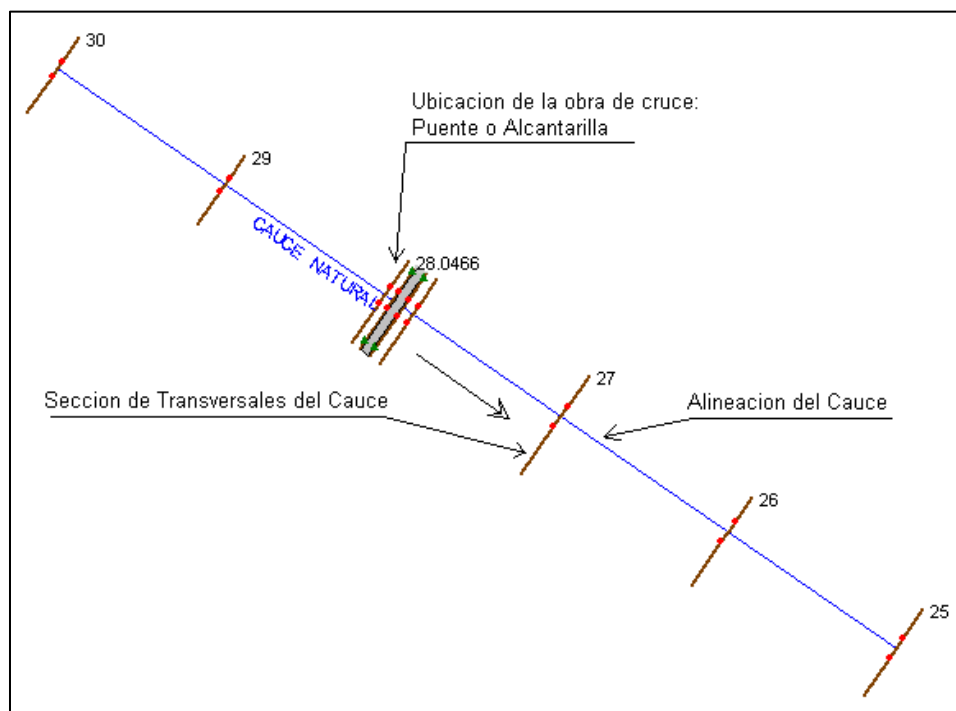


Figura 4.3.2-1 Esquema de cauce con obra de cruce

4.3.2.2 Secciones transversales

Las condiciones geométricas para el análisis de flujo en corrientes naturales son especificadas en términos de la superficie del terreno de la sección transversal y las distancia entre ellas. Las secciones transversales son localizadas a intervalos largos en dependencia de la caracterización de la corriente (perfiles de flujo), tomando en cuenta el flujo central del cauce y las planicies de inundación.

La sección transversal es descrita introduciendo la estación y la elevación como pares ordenados, (x, y) de izquierda a derecha, en sentido aguas abajo formando una columna de datos. En la primera columna, se introduce la distancia desde el margen izquierdo y en la segunda columna, la cota del terreno de fondo del cauce en ese punto (ver Figura 4.3.2-2).

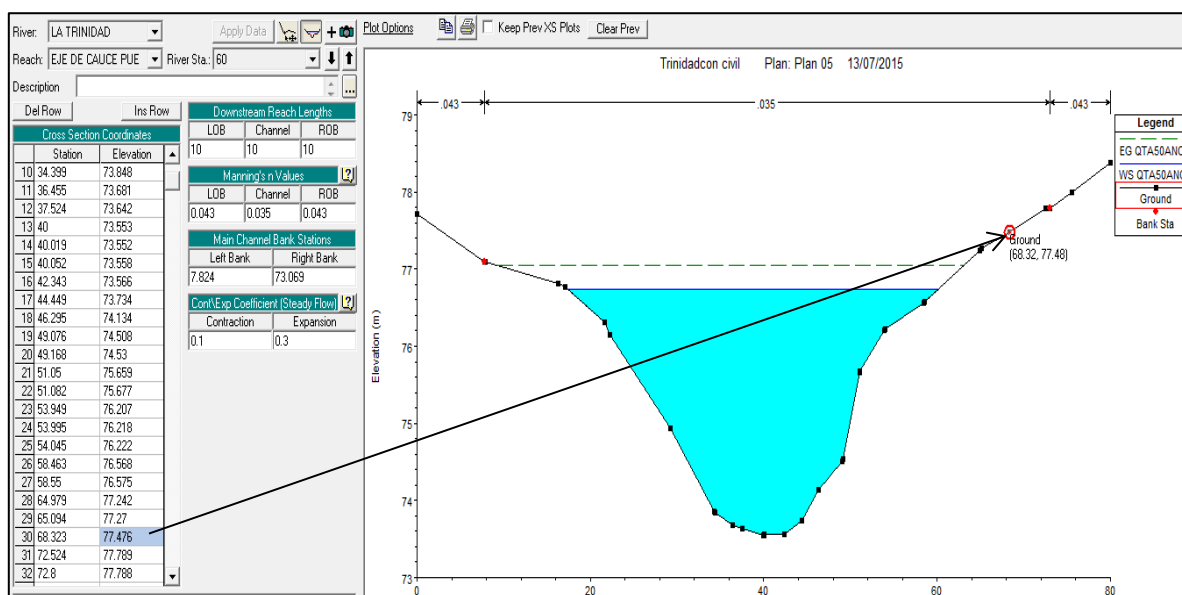


Figura 4.3.2-2 Secciones transversales de un cauce

HEC-RAS es un modelo hidráulico, por lo tanto hace falta considerar las condiciones hidráulicas de cada sección como las distancias de las márgenes, tanto izquierda como derecha y la distancia a lo largo del centro del cauce con respecto a la sección aguas abajo inmediata, así como los valores del coeficiente de Manning en las márgenes y al centro del cauce. El HEC-RAS necesita conocer los puntos donde inicia la planicie de inundación, los cuales acotaran el canal principal, (ver Figura 4.3.2-3).

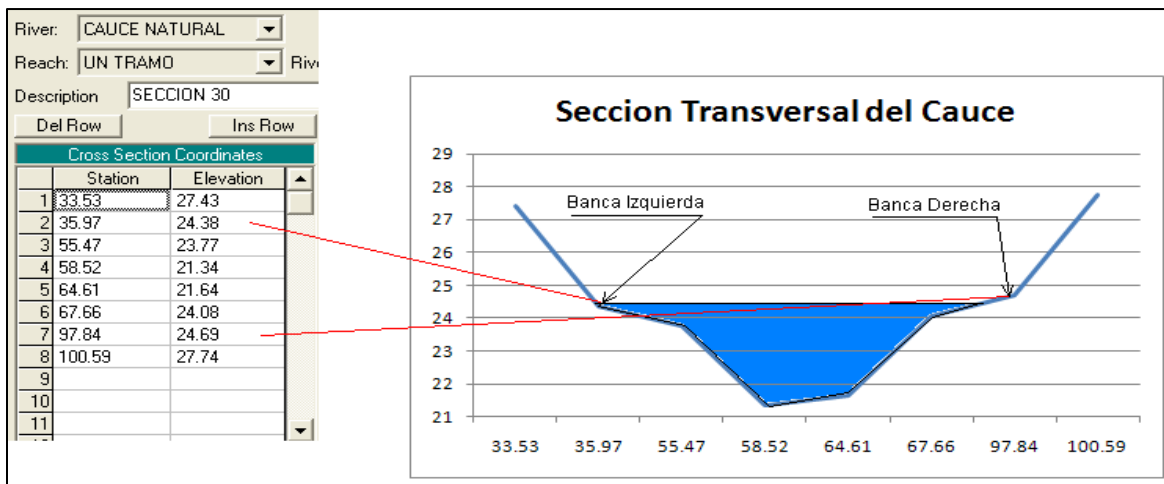


Figura 4.3.2-3 Banca de inundación y sección transversal

4.3.2.3 Áreas de flujo inefectivo en secciones transversales

Esta parte permite determinar áreas de la sección transversal con elevaciones más bajas que las banquetas del cauce o río, que no contribuyen efectivamente a transportar el agua en la sección transversal del cauce o río, es decir, zonas de la sección donde el agua se estanca, esto ocurre donde la elevación de la banca es mayor que el nivel del agua en el cauce adyacente o poza. Esta opción es usada cuando la superficie del agua está por debajo de las elevaciones inefectivas que se establecen; las áreas a la izquierda de la banca izquierda y las áreas a la derecha de la banca derecha son consideradas como inefectivas, o cuando los estribos del puente obstruyen el flujo del cauce natural.

Para evitar un error en la altura de la superficie del agua, se deben de seleccionar y aplicar la corrección a las secciones que presentan estas características, sino HEC RAS asume que en esta porción de sección existe transporte de agua.

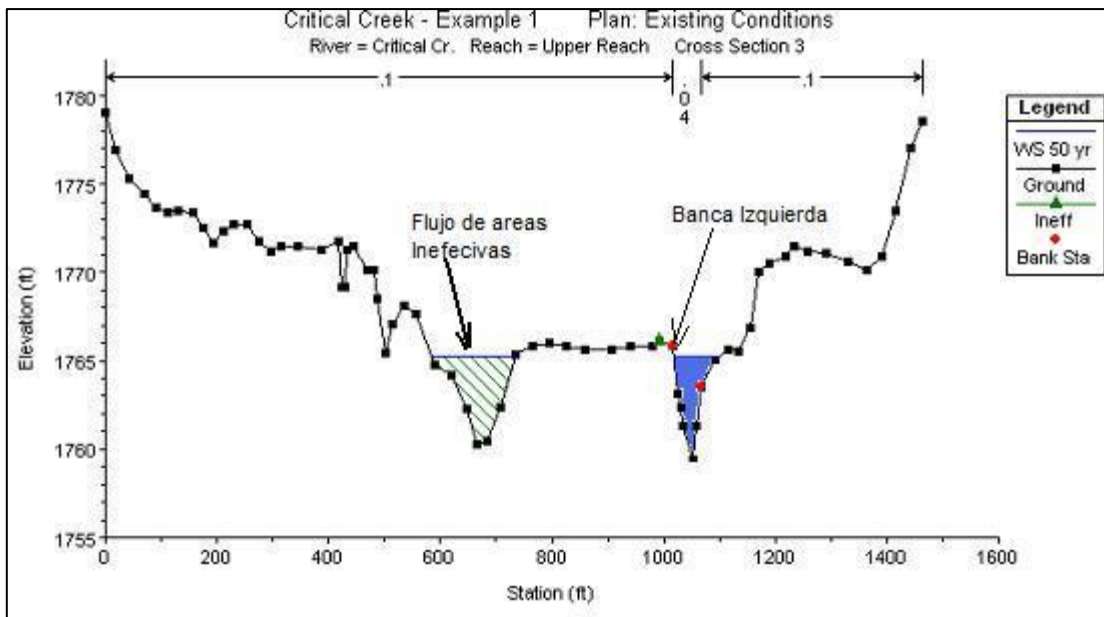


Figura 4.3.2-4 Áreas de flujo inefectivo

Como se puede observar existen áreas de flujo inefectivo a lado izquierdo del cauce natural, estas áreas deben ser especificadas en el programa como inefectivas de flujo.

4.3.2.4 Coeficientes de contracción y expansión

HEC-RAS utiliza los coeficientes de contracción y expansión para determinar las pérdidas de energía entre las secciones contiguas debido a su cambio de sección, esto se aplica más cuando tiene secciones irregulares del cauce. Las pérdidas de energía entre dos secciones contiguas se pueden expresar como:

$$h_e = L * Sf + C \left(\frac{a_2 * V_2^2}{2 * g} - \frac{a_1 * V_1^2}{2 * g} \right)$$

Dónde:

h_e = pérdida de carga total;

L = largo del tramo, calculado respecto al caudal;

Sf = pendiente longitudinal o "representative friction slope", relación entre pérdida de carga por desgaste y largo L;

C = coeficiente de expansión o contracción

V_1 y V_2 = velocidad promedio en los extremos del tramo

a_1 y a_2 = coeficientes cinéticos en los extremos del tramo;

g = aceleración de gravedad;

Donde L se puede calcular con la ecuación:

$$L = \frac{L_{BI} * Q_{BI} + L_C * Q_C + L_{BD} * Q_{BD}}{Q_{BI} + Q_C + Q_{BD}}$$

L_{BI} , L_C , L_{BD} : Longitudes específica del caudal en el cauce considerando la banca izquierda, la línea central y la banca derecha.

Q_{BI} , Q_C , Q_{BD} : Promedio aritmético de caudales entre las secciones contiguas correspondientes a la banca izquierda, la línea central y la banca derecha del cauce.

HEC-RAS, asume que la contracción ocurre cuando la carga de velocidad aguas abajo es grande con respecto a la carga de velocidad aguas arriba, en el caso contrario asume una expansión. Cuando el cambio de sección en cauce es pequeño y el flujo es subcrítico los coeficientes de contracción y de expansión pueden estar en el orden de 0.1 y 0.3 respectivamente. Cuando el cambio es abrupto como el caso de los puentes, los coeficientes de contracción y de expansión con frecuencia se usan de 0.3 y 0.5. En ocasión, los coeficientes de contracción y expansión respecto a los puentes y alcantarillas puede ser más alto, como 0.6 y 0.8 respectivamente. Estos valores pueden ser cambiados en cualquier sección. Valores típicos para los coeficientes de contracción y expansión para flujo subcrítico, son mostrados en la tabla 2.2.1.4

Tabla 4.3.2-1 Coeficientes de Contracción y Expansión

	Contracción	Expansión
No hay pérdidas en la transición	0.0	0.0
Transición gradual	0.1	0.3
Secciones típicas en puentes	0.3	0.5
Transición es abruptas	0.6	0.8

Fuente: HEC-RAS 4.1 Reference Manual

4.3.3 Componente de datos hidráulicos

4.3.3.1 Perfiles de flujo uniforme

Esta evaluación será a partir de perfiles de flujo uniforme unidimensional para movimiento del flujo gradualmente variado en canales naturales y prismáticos.

Los perfiles de flujo calculados pueden ser crítico, subcrítico, supercrítico o una combinación de estos, o sea las ecuaciones para perfiles de flujo, las subdivisiones de la sección para el cálculo de los parámetros geométricos tales como: área, perímetro mojado, etc., la determinación del coeficiente de Manning en el cauce principal, el coeficiente de velocidad de Coriolis, la evaluación de las pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión, determinación de la profundidad crítica, aplicación de la ecuación de Momentum y las limitaciones o condiciones del modelo del flujo uniforme.

El método de cálculo del programa es el Método del Paso Estándar (Standard Step Method), que resuelve con procedimientos iterativos el sistema:

$$WS_2 + \frac{a_2 * V_2^2}{2 * g} = WS_1 + \frac{a_1 * V_1^2}{2 * g} + he$$

$$he = L * Sf + C \left(\frac{a_2 * V_2^2}{2 * g} - \frac{a_1 * V_1^2}{2 * g} \right)$$

Dónde:

WS_1 y WS_2 = cotas hídricas en los extremos del tramo

V_1 y V_2 = velocidad promedio en los extremos del tramo

a_1 y a_2 = coeficientes cinéticos en los extremos del tramo;

g = aceleración de gravedad;

h_e = pérdida de carga total;

L = largo del tramo, calculado respecto al caudal;

S_f = pendiente longitudinal o "representative friction slope", relación entre pérdida de carga por desgaste y largo L ;

C = coeficiente de expansión o contracción.

El procedimiento de cálculo está fundamentado en la ecuación de la energía donde las pérdidas por fricción son evaluadas mediante la ecuación de Manning y las pérdidas por contracción y/o expansión son evaluadas teniendo en cuenta el cambio en la carga de velocidad. Para situaciones de flujo bajo donde el perfil del agua varía rápidamente debido a fuertes obstrucciones en el cauce, como sucede en algunos puentes o alcantarillas, se usa también la ecuación de Momentum o ecuación de Cantidad de Movimiento. Otras dos ecuaciones que maneja el programa para flujos bajos son de tipo semiempírico como es la ecuación de Yarnell y una ecuación dada por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS). Para flujos altos, el programa usa la ecuación de la energía, las ecuaciones de flujo a presión en orificios y compuertas, o las de flujo sobre vertederos.

4.3.4 Modelado hidráulico de puente con HEC-RAS 4.1.0

4.3.4.1 Emplazamiento de las secciones transversales relativas a la ubicación del puente

La construcción de un puente implica en ocasiones que se invada parte del cauce con el consecuente estrechamiento de su sección transversal produciéndose cambios en la velocidad del flujo y en la pendiente hidráulica de la corriente.

El estrechamiento produce pérdidas de energía que se traduce en una sobreelevación de la superficie del agua hacia aguas arriba de la contracción. A esta sobreelevación se le llama altura de remanso y debe tenerse en cuenta para calcular tanto la longitud como el claro vertical del puente.

El remanso puede provocar inundaciones aguas arribas del puente con consecuencias negativas para los usos del suelo y otras actividades. En el sitio de estrechamiento se produce un aumento de energía cinética del flujo que ocasiona socavaciones a veces excesivas en los apoyos del puente. Por lo tanto, el caso más desfavorable desde el punto de vista de la socavación en un puente resulta cuando se calcula el remanso considerando lecho fijo, caso en el que la altura del remanso será máxima y el poder erosivo es mayor.

Varias secciones se estudian teóricamente a lo largo de la zona de influencia de un puente, tales como: Ver Figura 4.3.4-1

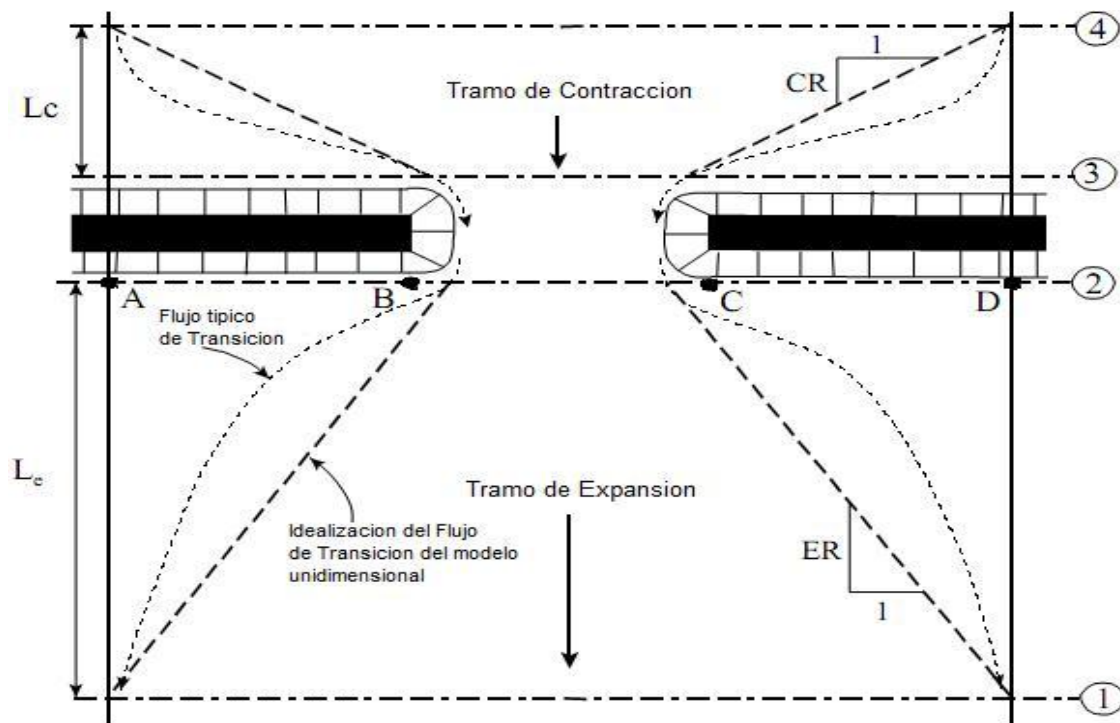


Figura 4.3.4-1 Secciones transversales relativas a la ubicación del puente

- **Primera sección transversal (1-1)**

Esta sección es localizada suficientemente aguas abajo de la estructura, tal que esta no afecte el régimen de flujo, (o sea que el flujo está totalmente expandido). En esta sección se inicia la expansión del flujo con un régimen gradualmente o rápidamente variado retardado y a partir de esta sección se restablecen las condiciones de flujo uniforme.

- **Longitud de Expansión (L_e)**

Es la distancia entre el extremo de aguas abajo del puente y la primera sección transversal (1-1), se denomina longitud de expansión, se puede calcular en forma práctica, como 3 veces la longitud de la obstrucción que provoca la estructura. La longitud de Expansión es generalmente determinada en el campo de experimentación durante flujos altos, dependerá mucho del grado, de la forma de

contracción y la magnitud del flujo, y de la velocidad del flujo. Esta longitud L , puede ser determinada como el producto de la razón de expansión (RE) y la longitud promedio de obstrucción lateral del puente (L_{obs}), o sea:

$$L_e = RE * L_{obs}$$

Dónde:

RE: Razón de Expansión

L_{obs} : Longitud promedio de obstrucción lateral del puente

La longitud promedio de obstrucción lateral del puente está definida como la mitad de la reducción total en la planicie de inundación causada por la proyección de los dos terraplenes del puente:

$$L_{obs} = \frac{\overline{AB} + \overline{CD}}{2}$$

La tabla 5.1 del Manual de Referencia Hidráulica de HEC-RAS, recomienda rangos de Razón de Expansión que pueden ser usados para diferentes relaciones de contracción, diferentes pendientes, y diferentes relaciones de coeficientes de rugosidades en la banca y coeficientes de rugosidades en el canal principal.

Rangos de Razon de Expansion				
		nob / nc = 1	nob / nc = 2	nob / nc = 4
b/B = 0.10	S = 1 ft/mile	1.4 – 3.6	1.3 – 3.0	1.2 – 2.1
	5 ft/mile	1.0 – 2.5	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
	10 ft/mile	1.0 – 2.2	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
b/B = 0.25	S = 1 ft/mile	1.6 – 3.0	1.4 – 2.5	1.2 – 2.0
	5 ft/mile	1.5 – 2.5	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
	10 ft/mile	1.5 – 2.0	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
b/B = 0.50	S = 1 ft/mile	1.4 – 2.6	1.3 – 1.9	1.2 – 1.4
	5 ft/mile	1.3 – 2.1	1.2 – 1.6	1.0 – 1.4
	10 ft/mile	1.3 – 2.0	1.2 – 1.5	1.0 – 1.4

Figura 4.3.4-2 Tipo tabla: Rangos de Razón de Expansión (Fuente: Hidraulic Reference Manual HEC-RAS pág. 345)

n_{ob} = Valor de Manning para la planicie de inundación

n_c = Valor de Manning para la planicie de inundación

S_0 = Pendiente de fondo del cauce

b = ancho de la apertura del puente

B = ancho total de la zona de inundada

S = pendiente, pie/milla

- **Segunda sección transversal (2-2)**

Es localizada muy cerca aguas abajo al pie del terraplén del puente para analizar las pérdidas de energía a través de este. Esta sección transversal deberá representar en el terreno natural (sección del canal principal y la planicie de inundación) justamente aguas abajo del puente.

Esta sección no podrá localizarse inmediatamente aguas abajo del tablero del puente, algunos ingenieros incorrectamente localizan a esta sección a 30 cm aguas abajo del tablero del puente. Se puede recomendar una distancia agua abajo de un metro del tablero del puente. Si el puente carece de terraplenes, esta sección puede ser localizada suficientemente lejos aguas abajo del tablero del puente que permita una distancia suficiente para la expansión del flujo debido a las pilas, o un flujo a compresión desde el puente.

Esta sección tiene una menor profundidad de flujo y donde empieza ocurrir el retardo del flujo. Aguas debajo de esta sección se presentan remolinos de agua entre las fronteras solidas del terraplén y las laderas.

- **Tercera sección transversal (3-3)**

Esta sección transversal puede ser localizada a pocos metros aguas arriba del puente (comúnmente se localiza aguas arriba al pie del terraplén del puente), y deberá reflejar la longitud requerida para la aceleración abrupta y contracción del

flujo, que ocurre en el área inmediata de la abertura del puente. Esta sección transversal deberá representar en el terreno natural o el área del canal y de la planicie de inundación justamente aguas arriba del terraplén del puente.

Se puede recomendar una distancia agua debajo de un metro del tablero del puente. Esta sección representa un ancho mínimo del flujo. El flujo se separa de las fronteras solidas siendo la contracción del flujo mayor que el ancho de la abertura. Entre las secciones (2-2) y (3-3) surgen las pérdidas por contracción que ocurre justamente aguas arriba de la estructura del puente (pérdidas de entrada). Esta distancia puede variar con la abertura del claro del puente.

- **Cuarta sección transversal (4-4)**

Es una sección donde las líneas de flujo son aproximadamente paralelas y la sección transversal es totalmente efectiva. En general, el flujo de contracción ocurre cercano a una distancia menor del flujo de expansión. En esta sección aguas arriba hasta donde influye el remanso y posiblemente termina el flujo uniforme en el cauce de aproximación y comienza un flujo gradualmente variado, donde se inicia la contracción del flujo.

- **Longitud de contracción (L_c)**

Es la distancia entre el extremo de aguas arriba del puente y la primera sección transversal (4-4), se denomina longitud de contracción, se puede calcular en forma práctica, como 1 vez la longitud de la obstrucción que provoca la estructura causada por sus estribos. La longitud de contracción es generalmente determinada en el campo de experimentación durante flujos altos, dependerá mucho del grado, de la forma de contracción y la magnitud del flujo, y de su velocidad. Tradicionalmente esta longitud L_c , puede ser determinada como el producto de la razón de contracción (RC) y la longitud promedio de obstrucción lateral del puente (L_{obs}), o sea:

$$L_c = RC * L_{obs}$$

Dónde:

RE: Razón de Contracción

L_{obs} : Longitud promedio de obstrucción lateral del puente

En la tabla B.3, del Manual de Referencia Hidráulica de HEC-RAS recomienda rangos de razón de contracción que pueden ser usados para diferentes relaciones de contracción, diferentes pendientes, y diferentes relaciones de coeficientes de rugosidades en la banca y coeficientes de rugosidades en el canal principal.

	nob / nc = 1	nob / nc = 2	nob / nc = 4
S = 1 ft/mile	1.0 - 2.3	0.8 - 1.7	0.7 - 1.3
5 ft/mile	1.0 - 1.9	0.8 - 1.5	0.7 - 1.2
10 ft/mile	1.0 - 1.9	0.8 - 1.4	0.7 - 1.2

Figura 4.3.4-3 Rangos de Razón de Contracción (Fuente: Hidraulic Reference Manual HEC-RAS pág. 348)

4.3.4.2 Áreas de flujo inefectivo en la ubicación del puente

El flujo inefectivo se usa para definir un área de la sección transversal en que el agua se acumula pero no está siendo efectivamente transportada.

En el puente las áreas inefectivas normalmente ocurren aguas arriba y aguas abajo del dique de la vía, fuera de la apertura del puente. En las secciones (2-2) y (3-3) deberán tener áreas de flujo inefectivo en cualquiera de los lados de la apertura del puente durante flujos bajos y flujo a presión. En HEC RAS, solo en estas secciones se presenta áreas inefectivas del flujo. Por lo tanto, las áreas inefectivas de flujo izquierda y derecha se consideran que empiecen a 1 m a la

izquierda y derecha de la apertura del puente, tanto aguas abajo como aguas arriba.

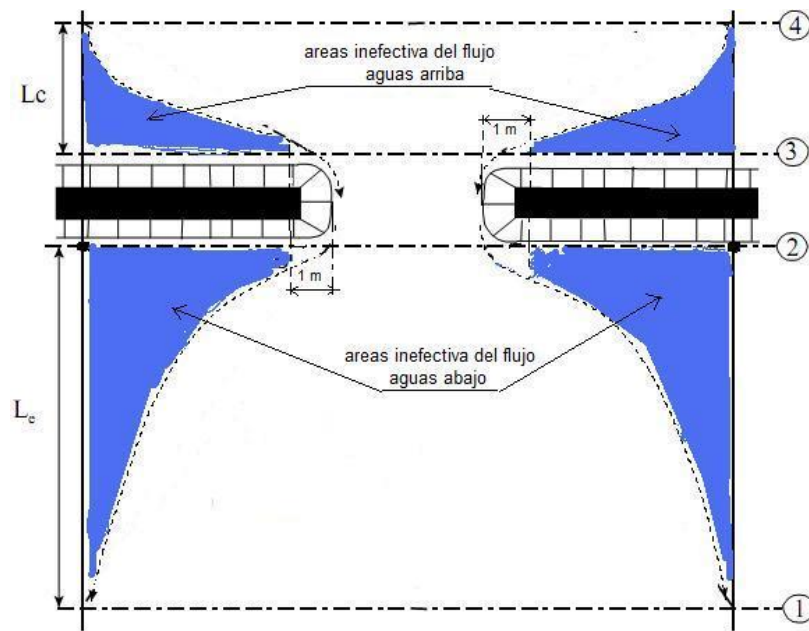


Figura 4.3.4-4 Áreas inefectivas de flujo en las secciones del puente

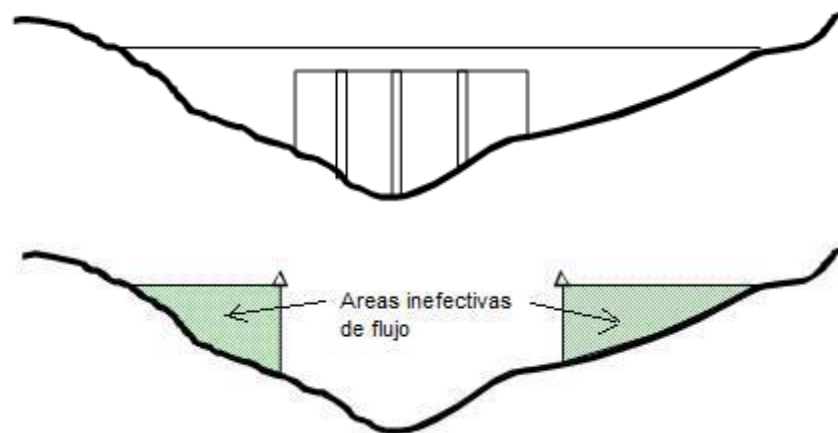


Figura 4.3.4-5 Porción de áreas inefectivas de las secciones (2-2) y (3-3)

4.3.4.3 Datos geométricos del puente

- **Estación donde se ubicara el puente**

El puente se ubicara entre las estaciones de las secciones (3-3) y (2-2), la cual se puede elegir una estación intermedia entre estas secciones. Se recomienda un promedio de estas estaciones, las cuales deberán estar separadas por la distancia L_{3-2} .

- **Tablero y geometría del puente**

El tablero del puente estará a una distancia de 1 m aguas abajo inmediatamente de la sección (3-3) y el ancho del tablero será el ancho de la calzada de la vía. En el caso que el tablero funcionara hidráulicamente como un vertedero (caso de flujo alto), el coeficiente de descarga del vertedero será de 1.4.

Para los datos de la geometría de la vía (Deck/Roadway), estos se ingresaran a través de columnas para ingresar la estación, elevaciones superiores (highchord) e inferiores (lowchord) del tablero, en los extremos de aguas arriba y aguas abajo de este. Estos datos determinan el área entre la cuerda superior e inferior de la estructura del puente. El estacionamiento del lado de aguas arriba del tablero está basado en el estacionamiento de la sección transversal localizada inmediatamente aguas arriba, sección (3-3). De la misma manera, el estacionamiento del lado aguas abajo del tablero, está basado en el estacionamiento de la sección transversal localizada inmediatamente aguas abajo, sección (2-2). Si las elevaciones de las cuerdas inferiores coinciden con la elevación del terreno base, estas se dejan en blanco. HEC RAS asume directamente que dichas elevaciones (en blanco) adoptan los valores del terreno y asume que el terraplén va desde la cuerda superior hasta el terreno base. (Ver Figura 4.3.4 6).

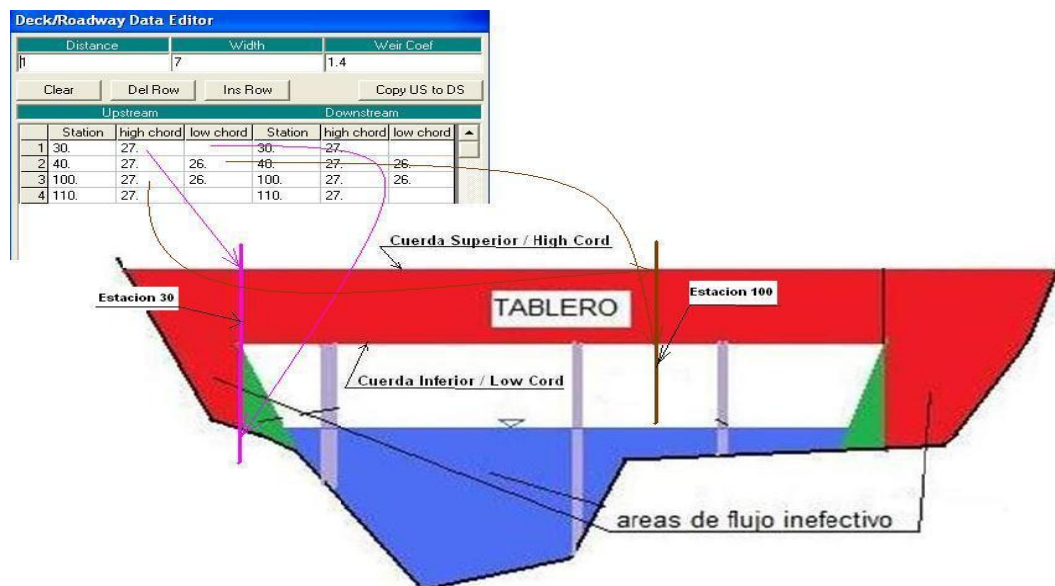


Figura 4.3.4-6 Geometría del tablero del puente

- **Geometría de los estribos del puente**

Las estaciones aguas arriba y aguas abajo, están basadas en la geometría de las secciones transversales localizadas inmediatamente aguas arriba de la sección (3-3) e inmediatamente aguas abajo de la sección (2-2) del puente.

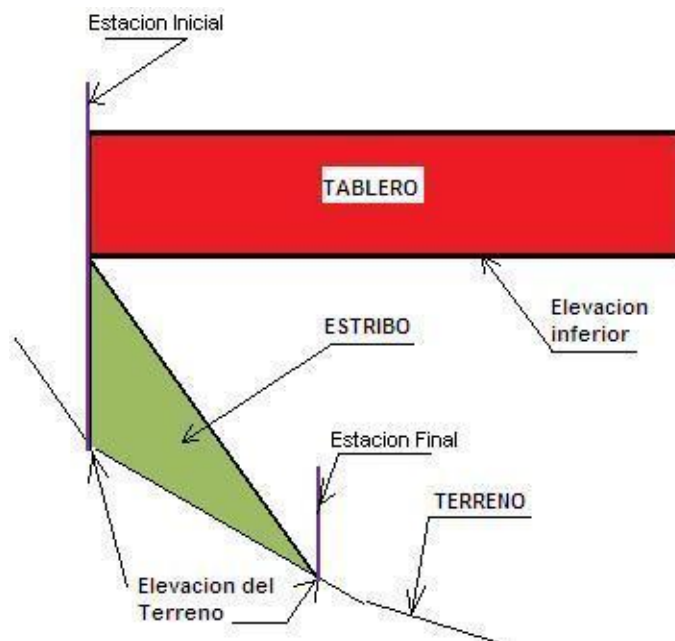


Figura 4.3.4-7 Estación de ubicación de los estribos

La primera estación (abscisa) del primer estribo (estación inicial) va tener una elevación correspondiente a la parte inferior del tablero del puente. La segunda estación del primer estribo (estación final) puede tener una elevación más baja del nivel del terreno, el exceso será removido por HEC RAS.

4.3.4.4 Datos hidráulicos para flujo permanente

- **Perfiles de flujo en función de los caudales**

HEC RAS puede simular 25000 perfiles de flujo correspondientes a caudales hidrológicos con diferentes periodos de retorno a un riesgo de falla en la estructura del puente, o sea que para una misma o diferente datos geométricos y datos de flujo uniforme se puede analizar o predecir los riesgos hidráulicos de una estructura de un puente. Los datos de caudales son ingresados para cada periodo de retorno, desde aguas arriba hacia aguas abajo.

The screenshot shows the 'Steady Flow Data - EJEMPLO 09 CAUDALES PUENTE' window. It includes a menu bar (File, Options, Help), a text field for 'Enter/Edit Number of Profiles (25000 max):' with the value '3', and buttons for 'Reach Boundary Conditions ...' and 'Apply Data'. Below this is a section titled 'Locations of Flow Data Changes' with dropdowns for 'River:' (CAUCE NATURAL) and 'Reach:' (UN TRAMO), a 'River Sta.:' field (30), and buttons for 'Add Multiple...' and 'Add A Flow Change Location'. A table displays the data for the first location:

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	T=10 AÑOS	T=50 AÑOS	T=100 AÑOS
1 CAUCE NATURAL	UN TRAMO	30	80	250	290

At the bottom, there is a text box for 'Edit Steady flow data for the profiles (m3/s)'.

Figura 4.3.4-8 Perfiles de flujo en función de caudales

- **.Condiciones de contorno para perfiles de flujo**

La información sobre las condiciones de contorno que ocurrirá en un perfil de flujo, es necesaria establecerla en cada tramo, para indicar el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del cauce: aguas arriba y/o aguas abajo.

En un régimen subcrítico (pendiente pequeña), las condiciones de contorno solo necesita en el extremo de aguas abajo del tramo inferior del cauce natural; en régimen supercrítico (pendiente considerable), solo es necesario en el extremo de aguas arriba, y si se va a calcular en un régimen mixto, se necesita en ambos extremos del tramo. Las condiciones de contorno que se admiten son:

- a. Nivel de Agua Conocido (Known W.S)

Es adecuado si se conoce un nivel de agua en alguna sección transversal, o sea la profundidad de flujo más la cota más baja de la sección (caso de una presa reguladora de avenida)

- b. Profundidad Crítica (Critical Depth)

Es adecuado si existe sección de control (caso de un vertedero). HEC RAS calcula la profundidad crítica para cada uno de los perfiles y la utiliza como condición de contorno.

- c. Profundidad Normal (Normal Depth)

Es adecuado para situaciones donde el flujo se aproxime al flujo uniforme. Hay que introducir la pendiente del tramo de influencia, en decimales.

- d. Curva de Caudal (Rating Curve)

Es adecuado si existe alguna sección de control con relación entre el tirante y el caudal (caso de un embalse de una presa).

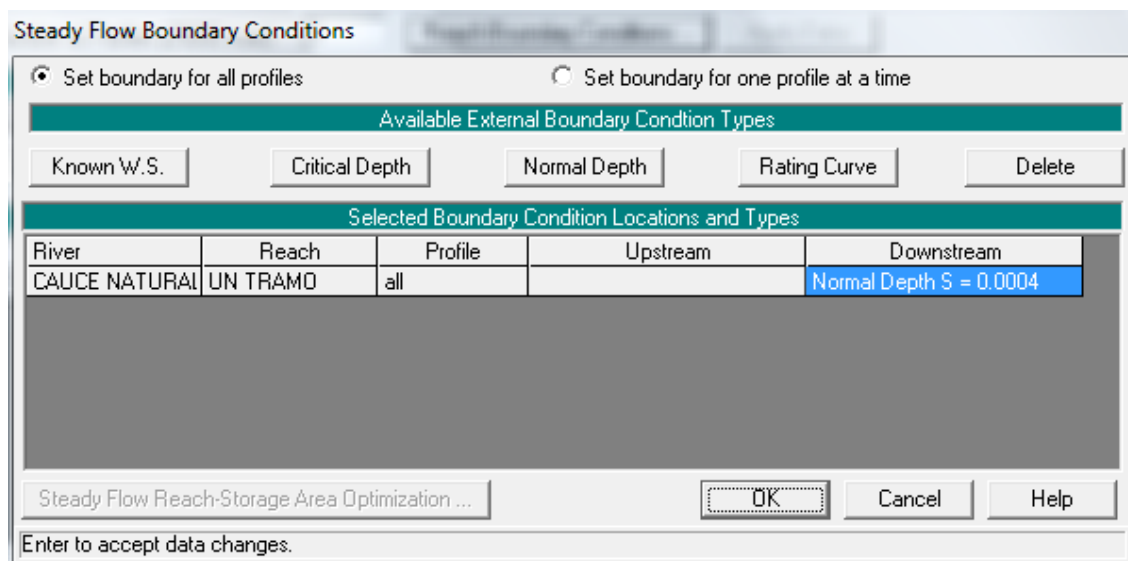


Figura 4.3.4-9 Condiciones de contorno

4.3.4.5 Plan y ejecución del modelo

Para la realización de la simulación hidráulica del cauce, es necesario crear un plan. Para HEC RAS un plan es un conjunto de condiciones elegidas para ejecutar los cálculos, como son la geometría (secciones del cauce y geometría del puente), datos hidráulicos (caudales) y tipo de régimen (lo que debe estar de acuerdo con las condiciones de contorno especificadas).

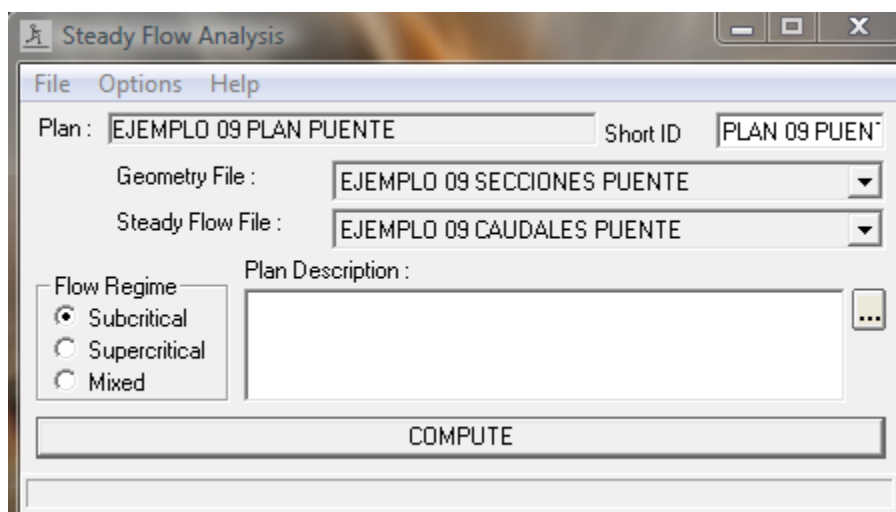


Figura 4.3.4-10 Plan de ejecución

4.3.5 Cálculo de socavación con HEC-RAS 4.1.0

4.3.5.1 Datos de entrada para socavación por contracción

Esta socavación es calculada por HEC RAS a través de los métodos de socavación de Laursen para aguas claras o lecho móvil. La figura muestra los datos de entrada para calcular la socavación por contracción.

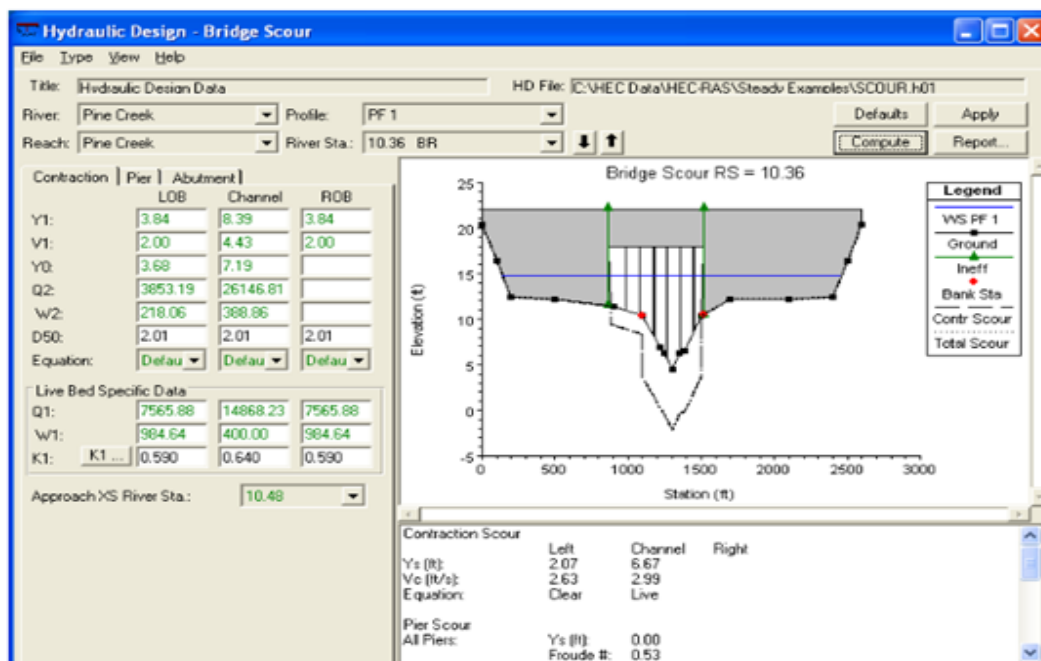


Figura 4.3.5-1 Datos de entrada socavación por contracción

Todas las variables, excepto K_1 y D_{50} son obtenidos en forma automática por HEC RAS, el usuario podrá cambiar cualquier dato según su experiencia. Para calcular la socavación por contracción, se deberá proporcionar el D_{50} (que significa el tamaño de la fracción del material del lecho) y temperatura del agua para determinar el factor, K_1 .

Dónde:

Y_1 = profundidad promedio (profundidad hidráulica) en la banca izquierda, canal principal y banca derecha en la sección requerida.

V_1 = velocidad promedio del flujo en la banca izquierda, canal principal y banca derecha en la sección requerida.

Y_0 = profundidad promedio (profundidad hidráulica) en la banca izquierda, canal principal y banca derecha en la sección contraída, localizada la sección del puente hacia aguas arriba del puente (sección BU).

Q_2 = el flujo en la banca izquierda, canal principal y banca derecha en la sección contraída, localizada la sección del puente hacia aguas arriba del puente (sección BU).

W_2 = el ancho superficial del área del flujo activo, no incluyendo el flujo inefectivo del área en la sección BU.

D_{50} = tamaño de la partícula del material del lecho (expresado en mm) cual el 50% es más pequeño para la banca izquierda, canal principal y banca derecha.

Ecuación = el usuario tiene la opción de decidir, por la ecuación de cálculo de la socavación. Si la selección es por defecto (default), el programa calculara la velocidad crítica que transportara la partícula del lecho más fina que el D_{50} . Si la velocidad promedio en la sección es mayor que la velocidad critica, HEC RAS utiliza la ecuación del lecho móvil. De lo contrario HEC RAS utiliza la ecuación de agua clara.

Q_1 = el flujo en banca izquierda, canal principal y banca derecha en la sección requerida.

W_1 = el ancho superficial del área del flujo activo, no incluyendo el flujo inefectivo del área requerida.

K_1 = es el exponente para la ecuación de cálculo de la socavación por contracción del lecho móvil en función del modo de transporte del material del lecho. HEC RAS

puede calcular el valor de K_1 (su botón deberá ser presionado) o el usuario puede entrar el suyo.

La Figura 4.3.5 2 muestra la ventana cuando el botón K_1 , donde se deberá introducir el valor de temperatura del agua. El valor de K_1 está en función de la pendiente de energía S_1 en la sección requerida, la velocidad de corte (V^*) en la sección requerida, la temperatura del agua y la velocidad de caída (w) del diámetro D_{50} del material del lecho.

	LOB	Channel	ROB
S1 :	0.000534	0.000534	0.000534
V^* (ft/s):	0.26	0.38	0.26
Water Temp (F):		60.0	
w (ft/s):	0.6898	0.6898	0.6898
V^*/w :	0.377	0.551	0.377
K_1 :	0.590	0.640	0.590

OK Cancel

EG slope in approach section

Figura 4.3.5-2 Datos para el cálculo del factor K_1

4.3.5.2 Datos de entrada para socavación local en los estribos

La socavación en los estribos puede ser calculada por la ecuación de HIRE o por la ecuación de Froehlich. Los datos de entrada y de salida para la socavación en los estribos se muestran en la Figura 4.3.5 3

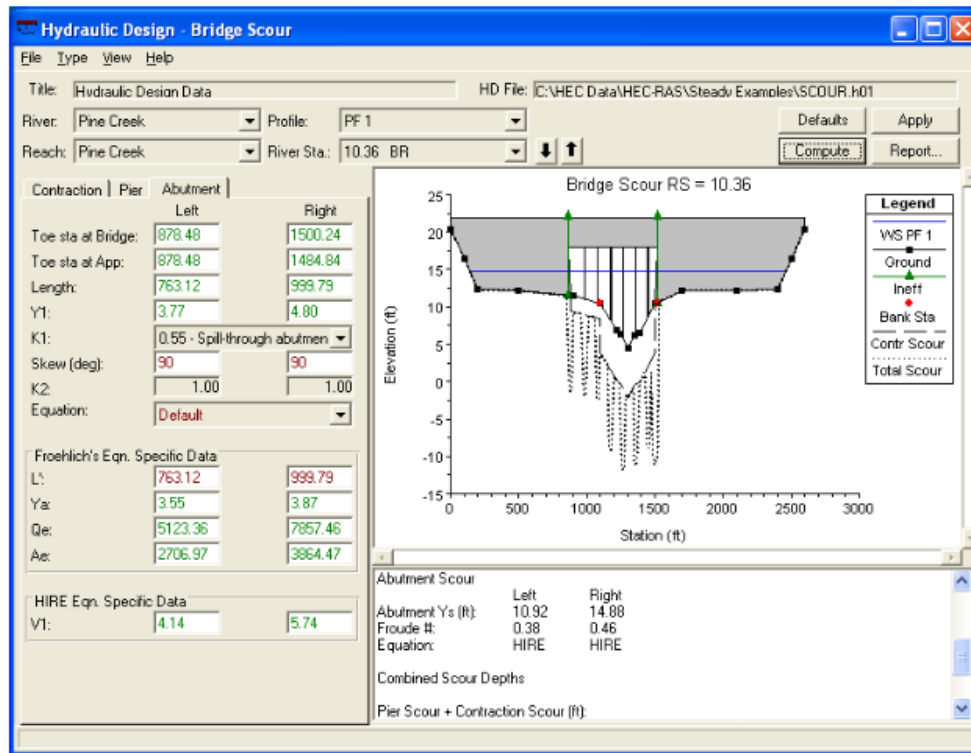


Figura 4.3.5-3 Datos de Entrada para socavación local en los estribos

La socavación en los estribos es determinada de forma separada para el estribo izquierdo, para el estribo derecho. El usuario solamente requiere introducir el tipo de estribo (spillthrough, vertical, vertical with wing walls). El programa automáticamente selecciona estos valores para todas las variables basadas en el funcionamiento hidráulico y selecciona por defecto.

De cualquier modo, el usuario puede cambiar estas variables. La localización del cimiento del estribo (pie del estribo) es basado en donde el terraplén de la carretera intersecta el terreno natural del cauce. Este estacionamiento es muy importante por causa de las variables hidráulicas usada en la socavación del estribo obtenida de la distribución del flujo en la sección transversal del estacionamiento.

Cada una de las variables que son usadas en el cálculo de la socavación en el estribo es definida a continuación:

Toe Sta. Bridge = define el estacionamiento en la sección transversal aguas arriba del puente (sección BU), donde el pie del estribo intercepta el terreno natural. HEC RAS selecciona automáticamente un valor para este estacionamiento en el punto donde el camino del terraplén y/o el estribo intersecta la sección transversal natural del terreno. La localización para el pie del estribo puede ser cambiada directamente en este campo.

Toe Sta. at App = es el estacionamiento cercano a la sección trasversal (sección 4), basado en la proyección de la estación del pie del estribo encima de la sección más cercana. La localización de este estacionamiento puede ser cambiada directamente en este campo.

Length = es la longitud del estribo y el terraplén del camino que obstruyen el flujo. HEC RAS automáticamente calcula estos valores para ambos estribos izquierdo y derecho. La longitud del terraplén izquierdo es calculada como el estacionamiento del pie del estribo izquierdo (proyectado encima hacia la sección más cercana) menos la estación de la extensión izquierda de la superficie del agua dinámica en la sección transversal más cercana. La longitud del terraplén derecho es calculada como el estacionamiento de la extensión derecha de la superficie del agua dinámica menos el estacionamiento del pie del estribo derecho (proyección por encima de la sección más cercana), en la sección transversal más cerca. El usuario puede imponer la selección de este valor y proponer un valor propio por la experiencia.

Y_1 = profundidad del agua en la estación del pie del terraplén, en la sección justamente aguas arriba del puente. Este valor es calculado por HEC RAS como la elevación de la superficie del agua menos la elevación del terreno al pie del estribo. El usuario puede cambiar estos valores. Este valor es usado por la ecuación de HIRE.

Skew = es el campo para introducir el ángulo de ataque del flujo contra el estribo. Un valor de 90 grados significa que el flujo es perpendicular a la ubicación del estribo (normal situación). Un valor menor que 90 grados significa que el estribo es proyectado en una dirección aguas abajo y un valor mayor que 90 grados significa que el estribo es proyectado aguas arriba. El ángulo de ataque del estribo es usado para el cálculo del factor K_2

Ecuación = este campo permite seleccionar la ecuación específica de cálculo de la socavación en el estribo (HIRE o Froehlich) o la selección por defecto. La selección es basada en el cálculo un factor de longitud del terraplén dividido por la profundidad de acercamiento. Si el factor es mayor que 25, HEC RAS automáticamente usa la ecuación de HIRE, en caso contrario usa la ecuación de Froehlich.

Las variables L , Y_a , Q_e , V_1 , K_2 , A_e , K_1 , y Y_s fueron definidas en el marco teórico pagina

CAPITULO V : EVALUACION Y RESULTADOS

5.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

5.1.1 Caracterización de la cuenca con Arc-Gis 10.1

5.1.1.1 Delimitación de la cuenca

Para delimitar la cuenca se procedió a trabajar con un DEM (modelo digital de elevaciones) en Arc-Gis 10.1. El cual determina el parteaguas con respecto a un punto de cierre previamente establecido en la ubicación del puente (Latitud 1, 297,712.56N, Longitud 572,279.597E).

Esta imagen muestra el relieve de la zona donde está ubicada la cuenca y la siguiente muestra la delimitación de la misma.

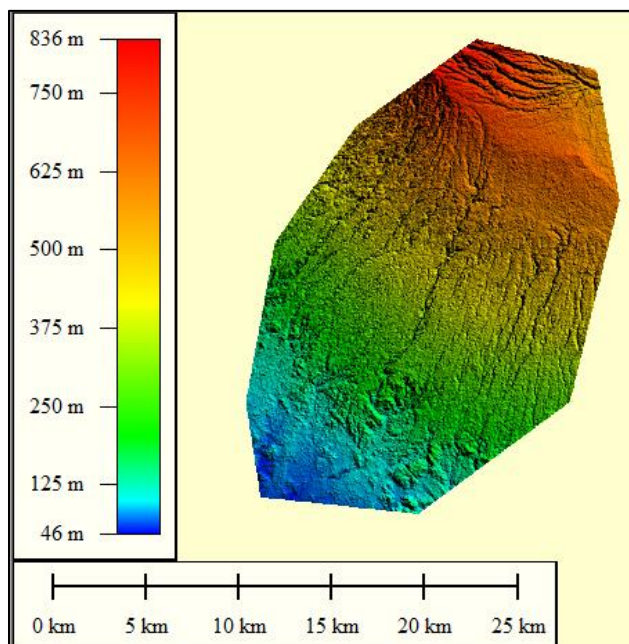


Figura 5.1.1-1 Modelo Digital de Elevaciones (D.E.M)

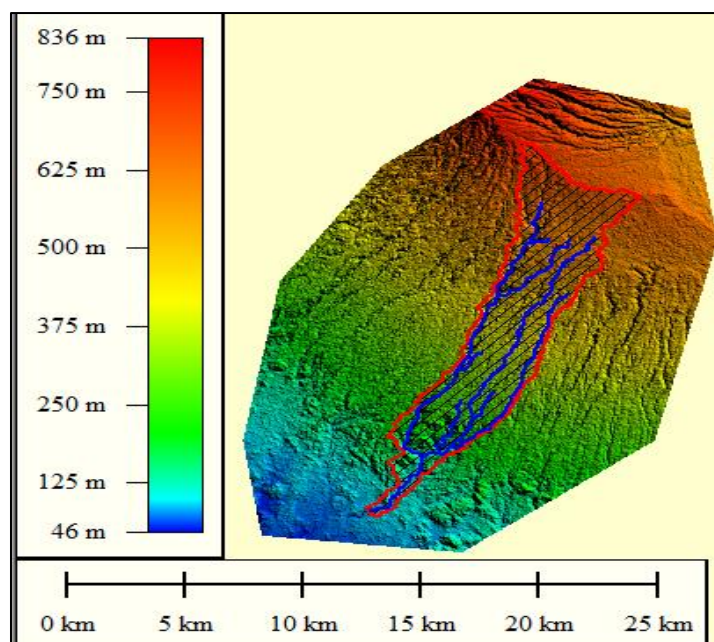


Figura 5.1.1-2 Cuenca delimitada y red hídrica.

5.1.1.2 Características físicas de la cuenca

a. Datos del relieve

Tabla 5.1.1-1 Datos del relieve de la cuenca

DESCRIPCION	UNIT	VALOR	CLASIFICACION
Área	Km ²	61.21	Grande
Perímetro	Km	51.02	
índice de Compacidad		1.83	Oval Oblonga a Rec. Oblonga
Rectángulo Equivalente L,	Km	22.83	
Factor de Forma Kf		0.12	Muy Poca Achatada
Coeficiente de Masividad		6.85	Muy Montañosa
Densidad de Drenaje		2.09	Moderada
Cotas			
Cota Máxima	msnm	755.56	
Cota Mínima	msnm	84.00	
Centroide			
X Centroide	m	5781263.00	
Y Centroide	m	1308000.00	
Z Centroide	msnm	430.74	

b. Cálculo de pendiente promedio

Para el cálculo de la pendiente media de la cuenca se ha creado en Arc-Gis 10.1 un Mapa de Pendientes Reclasificado en 10 intervalos iguales (Ver Anexo V.4). Del cual se obtienen los siguientes datos:

Tabla 5.1.1-2 Pendiente promedio de la cuenca

N° Intervalo	Rango de Pendiente %			Área entre Intervalo de Pendiente	Prom X Área
	Inferior	Superior	Promedio		
1	0.00	7.13	3.6	29.52	105.18
2	7.22	14.27	10.7	19.26	206.90
3	14.31	21.41	17.9	6.52	116.50
4	21.44	28.57	25.0	3.25	81.28
5	28.61	35.71	32.2	1.55	49.98
6	35.72	42.83	39.3	0.78	30.65
7	42.87	49.96	46.4	0.24	11.01
8	50.03	57.06	53.5	0.07	3.53
9	57.44	64.10	60.8	0.02	1.03
10	69.12	71.43	70.3	0.002	0.13
Total				61.21	606.20
				Pend. Media %:	9.90

c. Curva hipsométrica e histograma de frecuencia de área

Para el cálculo de este parámetro se ha creado en Arc-Gis 10.1 curvas de nivel o un mapa reclasificado en 10 intervalos de curva iguales de las elevaciones de la cuenca (Ver Anexo V.5). Del cual se obtienen la siguiente información

Tabla 5.1.1-3 Calculo de curva hipsométrica

INT.	COTA(msnm)			AREA (Km ²)			
	Minino	Máximo	Promedio	Area	Área Acum.	% Acum.	% Inter.
1	84.00	151.00	117.50	3.43	61.21	100.00	5.61
2	152.00	218.00	185.00	5.67	57.77	94.39	9.26
3	219.00	285.00	252.00	5.76	52.11	85.13	9.41
4	286.00	352.00	319.00	6.49	46.35	75.72	10.60
5	353.00	419.00	386.00	6.56	39.86	65.13	10.72
6	420.00	486.00	453.00	6.38	33.30	54.40	10.42
7	487.00	553.00	520.00	6.25	26.92	43.98	10.22
8	554.00	620.00	587.00	10.19	20.67	33.76	16.65
9	621.00	687.00	654.00	8.64	10.47	17.11	14.12
10	688.00	755.00	721.50	1.83	1.83	2.99	2.99

Tabla 5.1.1-4 Alturas representativas de la cuenca

DESCRIPCION	msnm
Altura Media	419.50
Altura Más Frecuente	587.00
Altura de Frecuencia media	464.20

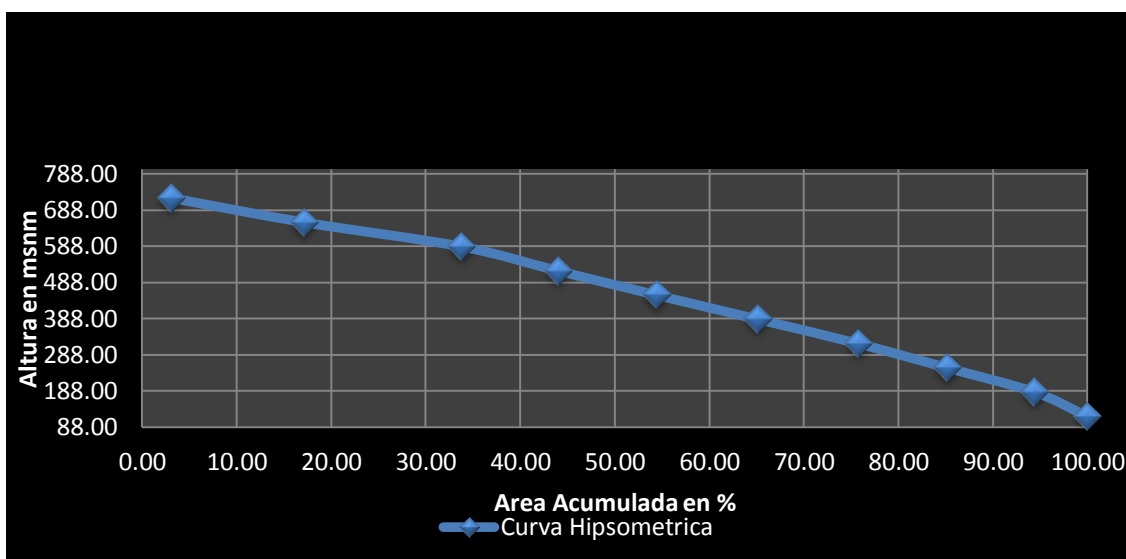


Figura 5.1.1-3 Curva Hipsométrica

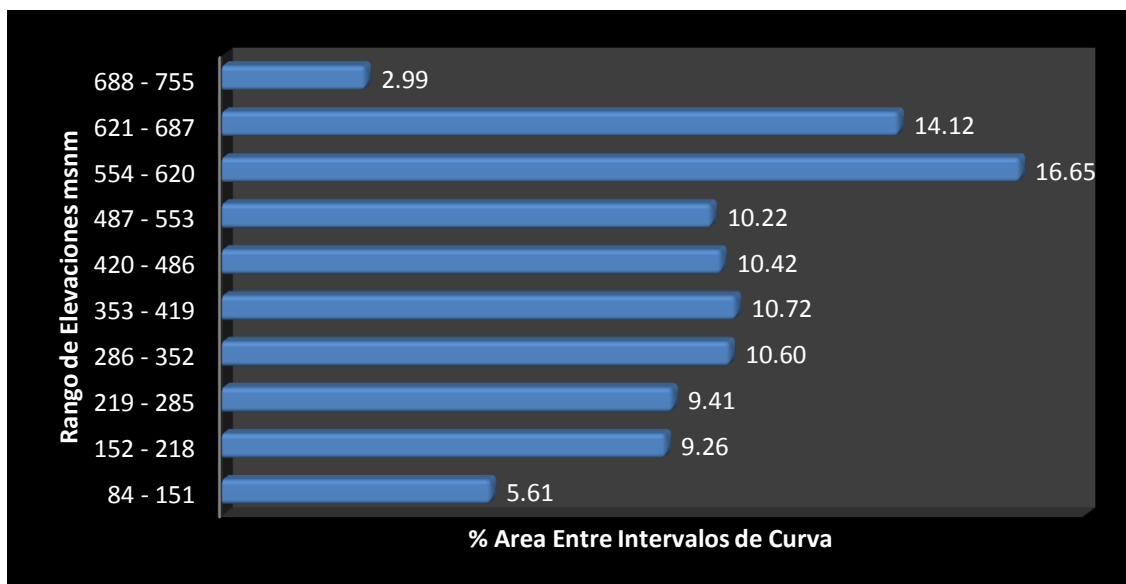


Figura 5.1.1-4 Histograma de Frecuencia de Área

5.1.1.3 Características físicas de la red hídrica

a. Pendiente promedio

Esta característica fue obtenida directamente con Arc-Gis 10.1 y su extensión (Hec-GeoHMS 10.1) el cual realiza el cálculo de la pendiente de los tramos de cauce de forma automática siendo el resultado de 2.82%

b. Orden de corriente y longitud total

El orden de corrientes de la red fue obtenido Arc-Gis 10.1 resultando ser un orden 3.

Orden de Corriente	Longitud (Km)
1	51.07
2	70.38
3	6.39
Long. Total	127.85

5.1.2 Modelación hidrológica de la cuenca en HEC-HMS 3.5

a. División de la cuenca en subcuencas

Para dividir la cuenca en subcuencas se utilizó la extensión Hec-GeoHMS 10.1 del Arc-Gis10.1. Herramienta que divide tanto la cuenca en base a una área máxima especificada para las subcuencas como también los tramos de cauce de cada una de ellas. (Ver Anexo V.1).

b. Modelo hidrológico con Arc-Gis 10.1 y Hec-GeoHMS 10.1

Esta herramienta también calcula todos los parámetros e información necesaria para el modelo hidrológico y los agrega a tablas de atributos de las subcuencas y los cauces que posteriormente serán exportados e introducidos de forma automática en HEC-HMS 3.5.

Esta información ya calculada se puede apreciar en las siguientes tablas:

Tabla 5.1.2-1 Información morfométrica de las subcuencas

DrainID	Name	Area_HMS	BasinSlope	BasinCN	BasinLag	LossMet	TransMet
21	W210	4.99	8.76	61.50	0.21	SCS	SCS
22	W220	2.04	11.17	61.06	0.19	SCS	SCS
38	W380	3.56	7.10	66.91	0.32	SCS	SCS
24	W240	6.65	9.03	61.33	0.34	SCS	SCS
25	W250	2.50	6.68	60.64	0.21	SCS	SCS
26	W260	3.27	13.69	61.61	0.22	SCS	SCS
43	W430	3.14	9.14	66.12	0.32	SCS	SCS
28	W280	3.27	14.66	66.88	0.23	SCS	SCS
29	W290	2.97	10.19	67.61	0.26	SCS	SCS
30	W300	6.03	12.76	67.08	0.42	SCS	SCS
31	W310	2.83	8.45	65.24	0.30	SCS	SCS
32	W320	5.30	11.11	66.06	0.44	SCS	SCS
33	W330	0.81	19.70	65.57	0.18	SCS	SCS
34	W340	0.21	15.40	61.52	0.09	SCS	SCS
35	W350	0.40	13.18	60.34	0.13	SCS	SCS
36	W360	3.53	9.47	75.82	0.30	SCS	SCS
39	W390	4.75	6.93	60.89	0.35	SCS	SCS
44	W440	4.90	7.61	63.27	0.35	SCS	SCS

Como se puede apreciar en la tabla, Arc-Gis 10.1 y Hec-GeoHMS 10.1 le asignan nombre y código de drenaje a cada subcuencas así como también los métodos que se utilizaran para el cálculo de las perdidas por infiltración y la transformación de lluvia en escorrentía.

Se calcula la información principal requerida por HEC-HMS 3.5 como el área, la pendiente, el tiempo de retardo y el número de curva para cada subcuenca. Este último parámetro requiere de un mapa de número de curva de la cuenca, el cual fue construido con ayuda de la herramienta Hec-GeoHMS 10.1 al combinar mapas digitalizados de uso y tipo de suelo (Ver Anexo V.10).

Tabla 5.1.2-2 Esquema de conectividad de red hídrica

Name	From_Node	To_Node	HydroID	NextDownID	DrainID
R20	1	2	2	3	21
R30	2	3	3	5	22
R40	4	3	4	5	25
R50	3	5	5	7	26
R60	6	5	6	7	24
R70	5	7	7	15	28
R80	8	7	8	15	29
R100	9	10	10	11	31
R110	10	11	11	14	33
R130	12	13	13	16	32
R140	11	13	14	16	34
R150	7	14	15	19	30
R160	13	14	16	19	35
R190	14	15	19	46	36
R400	16	17	40	9	39
R90	17	10	9	11	38
R450	18	19	45	12	44
R120	19	11	12	14	43

La Tabla 5.1.2 2 muestra la división de los tramo de cauce que se corresponde a la división de las subcuencas así como también su código, las conexiones de los mismos aguas arriba y aguas abajo además de su respectiva área de drenaje en la última columna el DrainID corresponde al código de la subcuenca que drena en es ese tramo (Ver Tabla 5.1.2 1)

Tabla 5.1.2-3 Información de red hídrica

Name	RivLen_HMS	ElevUP	ElevDS	Slp	RouteMet
R20	1473.82	622	558	0.043	Muskingum
R30	1073.97	558	532	0.024	Muskingum
R40	1117.90	586	532	0.048	Muskingum
R50	3811.61	532	424	0.028	Muskingum
R60	5362.13	586	424	0.030	Muskingum
R70	4805.88	424	284	0.029	Muskingum
R80	1669.45	358	284	0.044	Muskingum
R100	1874.30	300	243	0.030	Muskingum
R110	2147.94	243	151	0.043	Muskingum
R130	4043.89	279	139	0.035	Muskingum
R140	689.12	151	139	0.017	Muskingum
R150	6388.97	284	127	0.025	Muskingum
R160	926.98	139	127	0.013	Muskingum
R190	4402.83	127	76.74	0.011	Muskingum
R400	5292.72	606	458	0.028	Muskingum
R90	7949.33	458	243	0.027	Muskingum
R450	5224.37	496	348	0.028	Muskingum
R120	5709.26	348	151	0.035	Muskingum

Toda la información mostrada en las tablas anteriores es utilizada por Hec-GeoHMS 10.1 para generar el Modelo Hidrológico de la cuenca y el esquema de HEC-HMS 3.5 con todos los datos necesarios de forma automática. (Ver Modelo Completo en Anexo V.3).

5.1.2.1 Cálculo de parámetros requerido para el transito de avenida por el Método de Muskingum

a. Esquema del Transito

Tabla 5.1.2-4 Esquema de transito

Código Transito	Descripción	Se Transita		
		DE NODO	A NODO	Tramo de Transito
TR1	Hidrograma Sub-Cuenca W210	2	3	R30
TR2	Hidrograma Suma (TR1 + H. W220 + H. W250)	3	5	R50
TR3	Hidrograma Suma (TR2 + H. W240 + H. W260)	5	7	R70
TR4	Hidrograma Suma (TR3 + H. W280 + H. W290)	7	14	R150
TR5	Hidrograma Sub-Cuenca W390	17	10	R90
TR6	Hidrograma Suma (TR5 + H. W310 + H. W380)	10	11	R110
TR7	Hidrograma Sub-Cuenca W440	19	11	R120
TR8	Hidrograma Suma (TR6 + TR7 + H. W330 + H.W430)	11	13	R140
TR9	Hidrograma Suma (TR8 + H. W320 + H. W340)	13	14	R160
TR10	Hidrograma Suma (TR4 + TR9 + H. W300 + H. W350)	14	15	R190

b. Cálculo de parámetros K (tiempo de Retardo), X (factor adimensional) requeridos por HEC-HMS

Tabla 5.1.2-5 Parámetros del transito

CODIGO	TRAMO	LONGITUD	COTA ALTA	COTA BAJA	PENDIENTE	Tc(Hr)	Vc	Vt	K(Hr)	X	N
TR1	R20	1473.82	622.00	558.00	0.0434	0.157	2.607	2.607	0.157	0.2	
	R30	1073.97	558.00	532.00	0.0242	0.154	1.936	2.607	0.114	0.2	1
TR2	R40	1117.90	586.00	532.00	0.0483	0.122	2.549	2.549	0.122	0.2	
	R50	3811.61	532.00	424.00	0.0283	0.385	2.752	2.364	0.448	0.2	2
TR3	R60	5362.13	586.00	424.00	0.0302	0.488	3.051	3.051	0.488	0.2	
	R70	4805.88	424.00	284.00	0.0291	0.455	2.934	2.722	0.490	0.2	2
TR6	R80	1669.45	358.00	284.00	0.0443	0.172	2.704	2.704	0.172	0.2	
	R100	1874.30	300.00	243.00	0.0304	0.217	2.402	2.402	0.217	0.2	
TR8	R110	2147.94	243.00	151.00	0.0428	0.211	2.828	2.852	0.209	0.2	2
	R130	4043.89	279.00	139.00	0.0346	0.373	3.013	3.013	0.373	0.2	
TR4	R140	689.12	151.00	139.00	0.0174	0.124	1.540	2.974	0.064	0.2	2
	R150	6388.97	284.00	127.00	0.0246	0.605	2.934	2.787	0.637	0.2	2
TR9	R160	926.98	139.00	127.00	0.0129	0.175	1.470	2.509	0.103	0.2	2
	R190	4402.83	127.00	76.74	0.0114	0.610	2.005	2.425	0.504	0.2	2
TR5	R400	5292.72	606.00	458.00	0.0280	0.498	2.953	2.953	0.498	0.2	
	R90	7949.33	458.00	243.00	0.0270	0.690	3.201	2.953	0.748	0.2	1
TR7	R450	5224.37	496.00	348.00	0.0283	0.490	2.959	2.959	0.490	0.2	
	R120	5709.26	348.00	151.00	0.0345	0.487	3.258	2.959	0.536	0.2	1

Los parámetros que requiere el HEC-HMS 3.5 para el tránsito de avenida son el tiempo de retardo (K) y el coeficiente adimensional (X). Estos se introducen manualmente para los tramos de cauce que donde se genera tránsito.

Reach	Muskingum K (Hr)	Muskingum X	Number of Subreaches
R30	0.114	0.200	1
R50	0.448	0.200	2
R70	0.490	0.200	2
R110	0.209	0.200	2
R140	0.064	0.200	2
R150	0.637	0.200	2
R160	0.103	0.200	2
R190	0.504	0.200	2
R90	0.748	0.200	1
R120	0.536	0.200	1

Figura 5.1.2-1 Introducción manual de parámetros de transito

5.1.2.2 Modelo de la cuenca

El esquema del modelo que se obtuvo es el que se muestra en la figura:

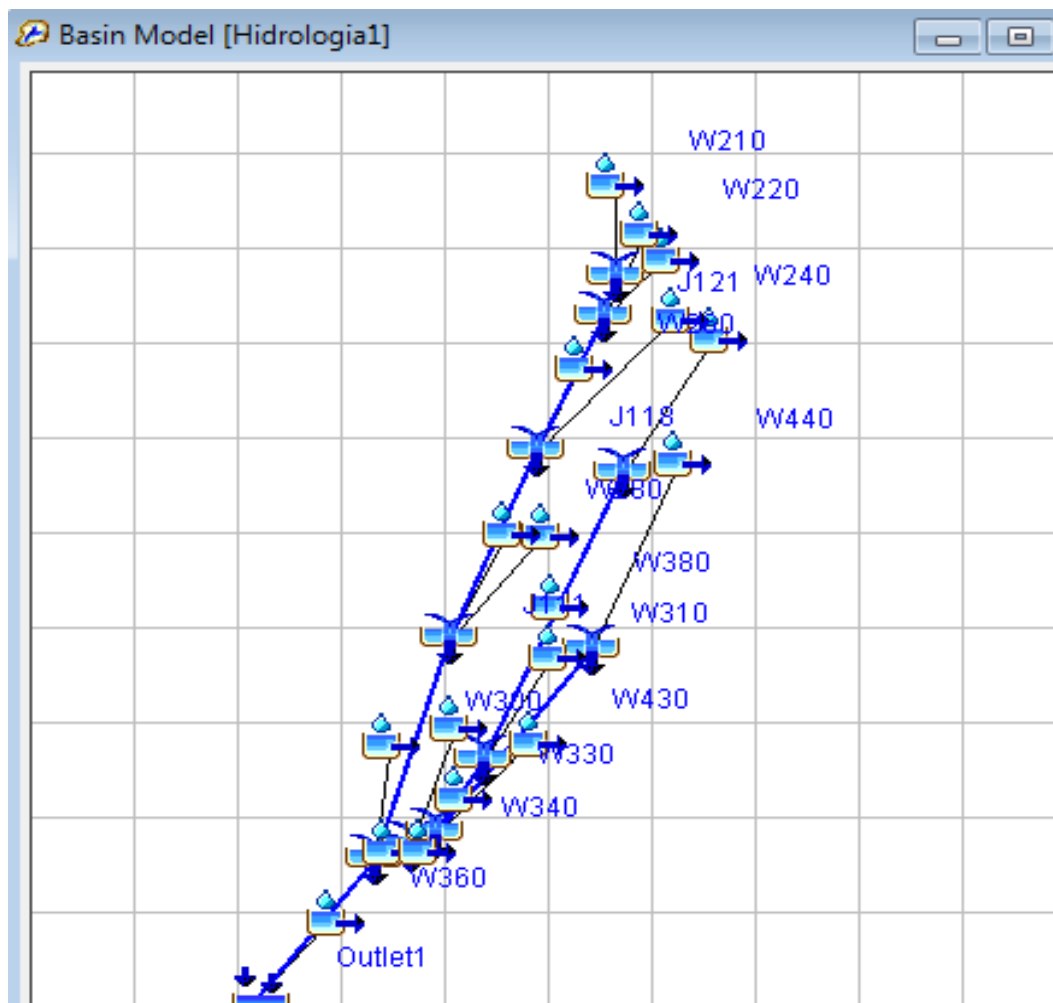


Figura 5.1.2-2 Modelo hidrológico de la cuenca en HEC-HMS 3.5

Este modelo cuenta con todos los componentes que se describieron en la metodología (Ver Pág. 43) creados de forma automática por la extensión por Hec-GeoHMS 10.1. Por lo que se procede directamente a introducir la información de precipitación de la estación (Estación Campos Azules) utilizada y asignar a cada subcuenca.

5.1.2.3 Datos de serie de tiempo

Los datos de precipitación usados en este análisis son los de la estación Campos Azules (Código: O69129), Tipo: A.G. Latitud 11° 53' 59", Longitud 86° 08' 59". La información suministrada se sometió análisis estadísticos para construir las curvas I.D.F y a partir de ellas obtener un Hietograma de diseño por el método del bloque alterno. (Cálculo de parámetros de ajuste de curva ver Anexo I.3.1)

Los parámetros de ajuste de las curvas I.D.F obtenidos para la estación Campos Azules son:

Tabla 5.1.2-6 Parámetros de ajuste para la ecuación de la forma $a/(t+d)^b$ de la estación Campos Azules

T: Años	r	A	d	b
1.5	-0.999	9303.249	35	1.182
2	-0.9988	5313.229	30	1.051
5	-0.9977	2609.168	23	0.864
10	-0.9969	1577.335	16	0.743
15	-0.9963	1456.551	15	0.714
25	-0.9956	1272.713	13	0.672
50	-0.9946	1054.488	10	0.617
100	-0.9932	1135.374	11	0.612

a. Hietograma de diseño

Se crearon Hietogramas de diseño para periodos de retorno de 50 y 100 años con una duración de 2 horas y 10 minutos con incrementos de tiempo de 10 min. Se trata por lo tanto de 130 minutos divididos en 13 intervalos.

Tabla 5.1.2-7 Calculo de la precipitación para cada intervalo de tiempo TR50

t(min)	I(mm/hr)	P(mm)	ΔP
10	166.08	27.68	27.68
20	129.32	43.11	15.43
30	108.29	54.14	11.04
40	94.36	62.91	8.76
50	84.32	70.27	7.36
60	76.67	76.67	6.40
70	70.60	82.37	5.70
80	65.66	87.54	5.17
90	61.52	92.29	4.74
100	58.01	96.68	4.40
110	54.98	100.79	4.11
120	52.33	104.66	3.86
130	49.99	108.31	3.65

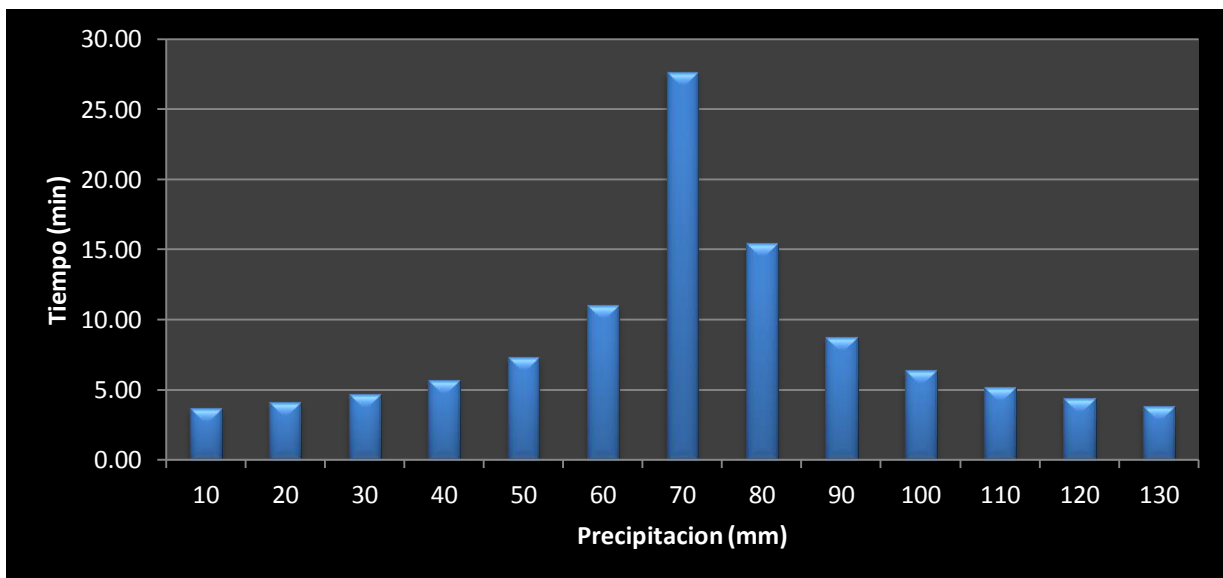


Figura 5.1.2-3 Hietograma de diseño TR. 50 Años

Tabla 5.1.2-8 Calculo de la precipitación para cada intervalo de tiempo TR100

t(min)	I(mm/hr)	P(mm)	ΔP
10	176.17	29.36	29.36
20	138.81	46.27	16.91
30	116.98	58.49	12.22
40	102.35	68.24	9.75
50	91.73	76.44	8.21
60	83.59	83.59	7.15
70	77.12	89.97	6.38
80	71.81	95.75	5.78
90	67.37	101.06	5.31
100	63.59	105.99	4.92
110	60.32	110.59	4.60
120	57.46	114.92	4.33
130	54.93	119.02	4.10

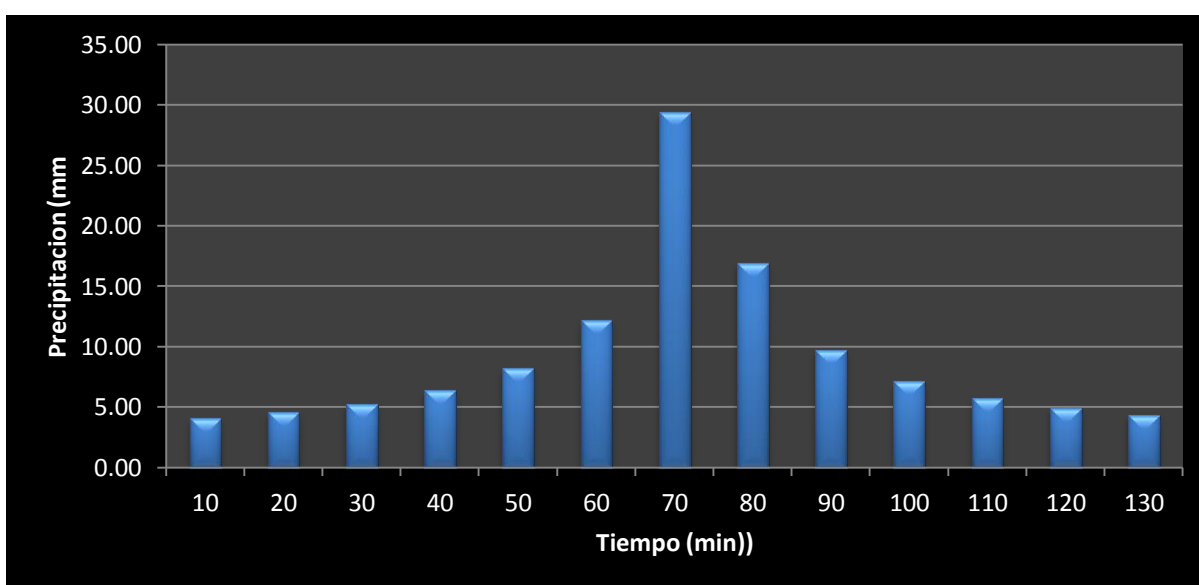


Figura 5.1.2-4 Hietograma de diseño TR. 100 Años

Los Hietogramas de diseño obtenidos son introducidos en el HEC-HMS 3.5 de forma manual realizando los siguientes ajustes en el panel del editor del componente Time-Series Gage:

- Data Source: Manual Entry (debido a que los datos se introducirán de forma manual)

- Units: Incremental Millimeters
- Time Interval: 10 min ya que es el intervalo de los Hietograma

Time-Series Gage

Description:

Data Source: **Manual Entry**

Units: **Incremental Millimeters**

Time Interval: **10 Minutes**

Latitude Degrees: 89

Latitude Minutes: 8

Latitude Seconds: 59

Longitude Degrees: 11

Longitude Minutes: 53

Longitude Seconds: 59

Luego se establece el comienzo y fin de la tormenta (Fecha y Hora) y se ingresan los datos de los Hietograma.

Time-Series Gage		Time Window
Table		Graph
Time (ddMMMYYYY, ...)	Precipitation (MM)	
01ene2000, 10:00		
01ene2000, 10:10	3.65	
01ene2000, 10:20	4.11	
01ene2000, 10:30	4.74	
01ene2000, 10:40	5.70	
01ene2000, 10:50	7.36	
01ene2000, 11:00	11.04	
01ene2000, 11:10	27.68	
01ene2000, 11:20	15.43	
01ene2000, 11:30	8.76	
01ene2000, 11:40	6.40	
01ene2000, 11:50	5.17	
01ene2000, 12:00	4.40	
01ene2000, 12:10	3.86	

Figura 5.1.2-5 Datos de serie de tiempo del HEC-HMS 3.5

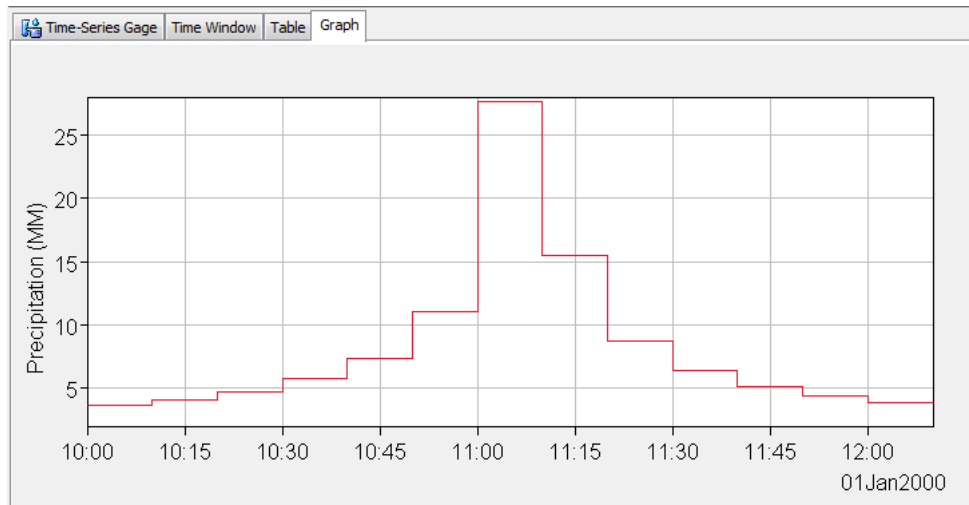


Figura 5.1.2-6 Visualización de hietograma en HEC-HMS 3.5

5.1.2.4 Modelo meteorológico

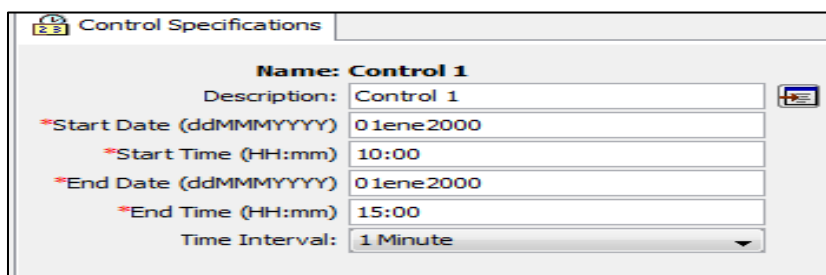
Una vez ingresados los datos de serie de tiempo se verifica el modelo meteorológico creado con la extensión Hec-GeoHMS 10.1. En el cual se definió un modelo en base a un Hietograma de Diseño Especificado por el usuario.

<div> <div> <div>Meteorologic Models</div> <div> <div>Hidrologia 1</div> <div>Met 2</div> <div>Specified Hyetograph</div> </div> </div> </div> <div> <div>Components</div> <div>Compute</div> <div>Results</div> </div>	
Subbasins	
Met Name: Met 2	
Subbasin Name	Gage
W210	Campos Azules
W220	Campos Azules
W240	Campos Azules
W250	Campos Azules
W260	Campos Azules
W280	Campos Azules
W290	Campos Azules
W300	Campos Azules
W310	Campos Azules
W320	Campos Azules
W330	Campos Azules
W340	Campos Azules
W350	Campos Azules
W360	Campos Azules
W380	Campos Azules
W390	Campos Azules
W430	Campos Azules

Figura 5.1.2-7 Modelo meteorológico

5.1.2.5 Especificaciones de Control

En este componente se define el tiempo de simulación de HEC-HMS 3.5 estableciendo inicio y fin (Fechas y Horas). Es conveniente que el fin de la simulación sea después del fin de la tormenta para que la cuenca pueda drenar su caudal máximo.



Control Specifications	
Name:	Control 1
Description:	Control 1
*Start Date (ddMMMYYYY)	01ene2000
*Start Time (HH:mm)	10:00
*End Date (ddMMMYYYY)	01ene2000
*End Time (HH:mm)	15:00
Time Interval:	1 Minute

Figura 5.1.2-8 Especificaciones de control del HEC-HMS 3.5

5.1.3 Resultados Estudio Hidrológico

5.1.3.1 Hidrograma de las Subcuenas

Se muestran los resultados arrojados por la simulación realizada por el programa para la subcuenca W300

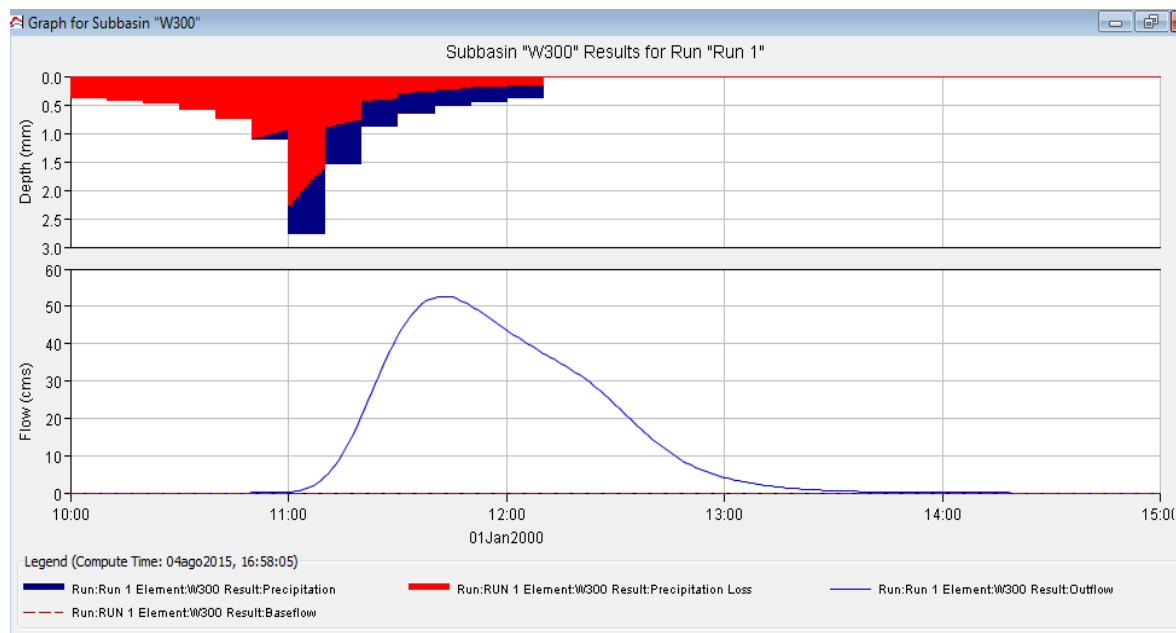


Figura 5.1.3-1 Hidrograma subcuenca W300

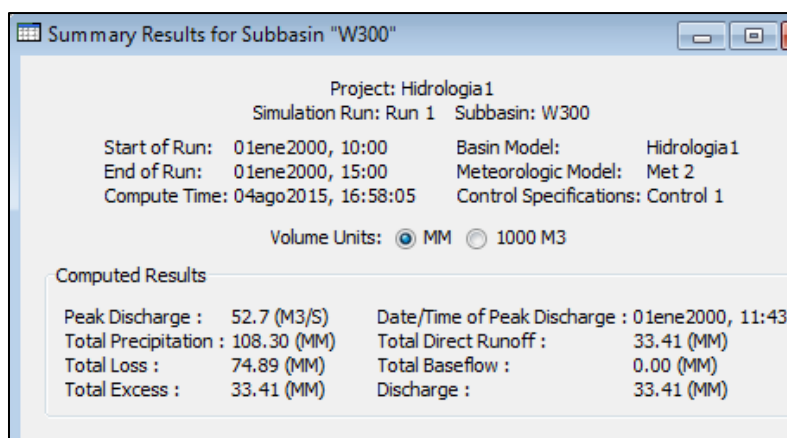


Figura 5.1.3-2 Resumen de resultados de la subcuenca W300

Como se puede observar en el gráfico de la profundidad de precipitación, la parte roja representa pérdidas por infiltración. El resumen de resultados indica que gran cantidad de precipitación no se transforma en escorrentía directa ya que el 69.15% de la precipitación total se infiltra en el suelo.

5.1.3.2 Hidrograma Resultante en el Punto de Cierre

Se muestran los resultados arrojados por la simulación realizada por el programa para el punto de cierre de la cuenca (Outlet1).

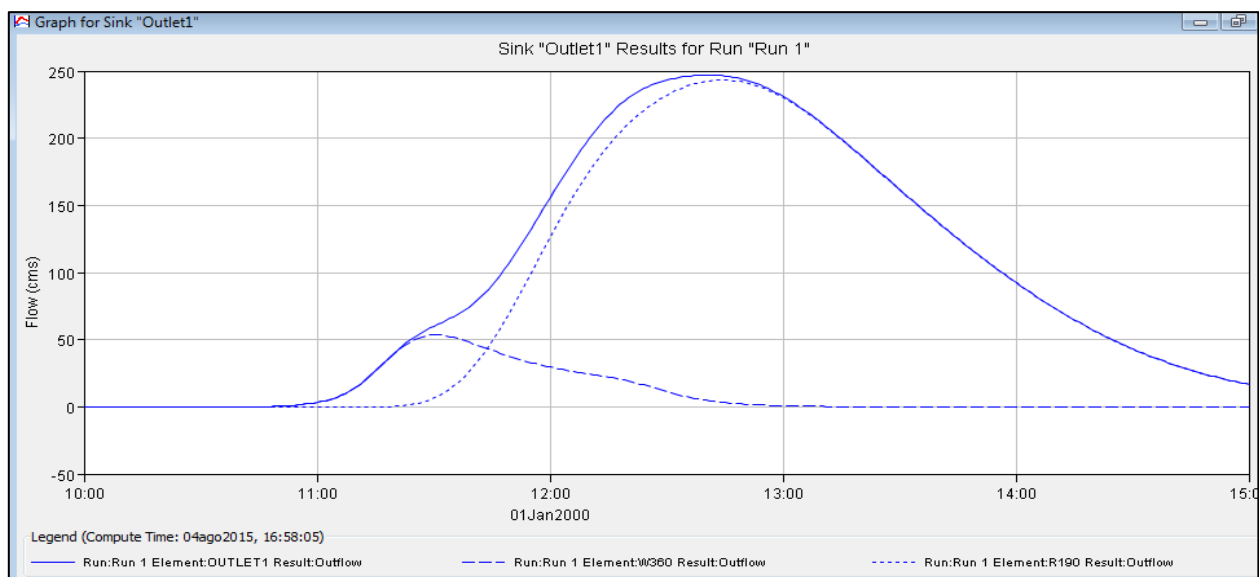


Figura 5.1.3-3 Hidrograma resultante en el punto de cierre

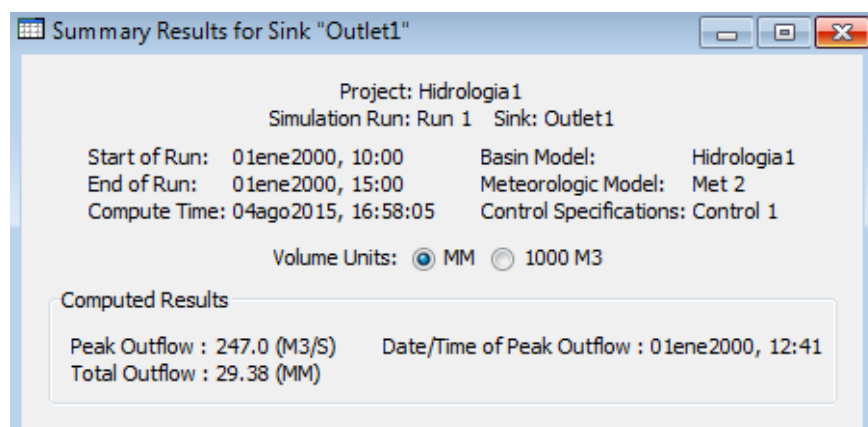


Figura 5.1.3-4 Resumen de resultados en el punto de cierre la siguiente tabla muestra un resumen de los caudales de diseño obtenidos para periodos de retorno de 50 y 100 años.

Periodo de Retorno	Caudal de Diseño M ³ /s
50 Años	247.00
100 Años	301.10

Tabla 5.1.3-1 Caudales de diseño para distinto periodos de retorno

5.2 ESTUDIO HIDRÁULICO

Para el análisis del comportamiento hidráulico del cauce y la obra de cruce (Puente La Trinidad), se hace uso del programa HEC-RAS 4.1.0.

Para preparar el proyecto en HEC-RAS 4.1.0 se hace uso de Arc-Gis 10.1 y su extensión Hec-GeoRAS 10.1.

La extensión Hec-GeoRAS 10.1 tiene como objetivo definir el esquema del cauce, secciones transversales, banca de inundación, datos del puente, áreas inefectivas de flujo entre otros, a partir de un modelo digital de elevaciones, para luego exportarlos a HEC-RAS 4.1.0.

5.2.1 Datos geométricos con Hec-GeoRAS 10.1

La siguiente figura muestra el modelo de elevaciones digitales creado con ayuda de Arc-Gis 10.1 a partir de las curvas de nivel del cauce.

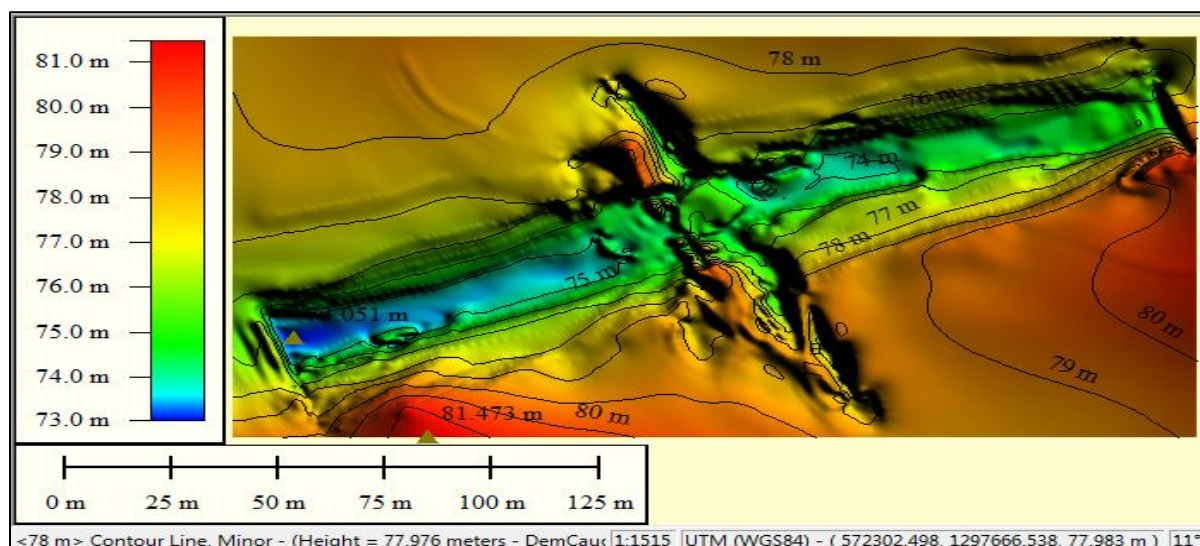


Figura 5.2.1-1 Modelo Digital de Elevaciones del Cauce

Después de crear el modelo digital de elevaciones se define la línea central del cauce, sus bancas de inundación y las secciones transversales como muestra la siguiente figura.

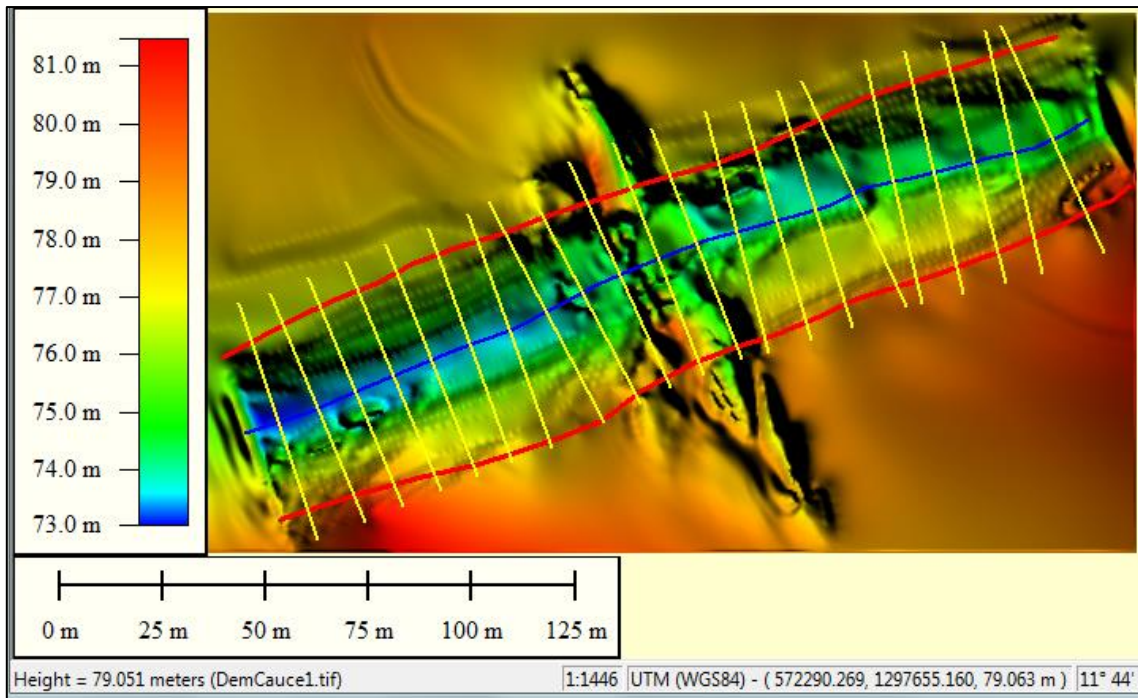


Figura 5.2.1-2 Línea central, banquetas de inundación y secciones transversales del cauce

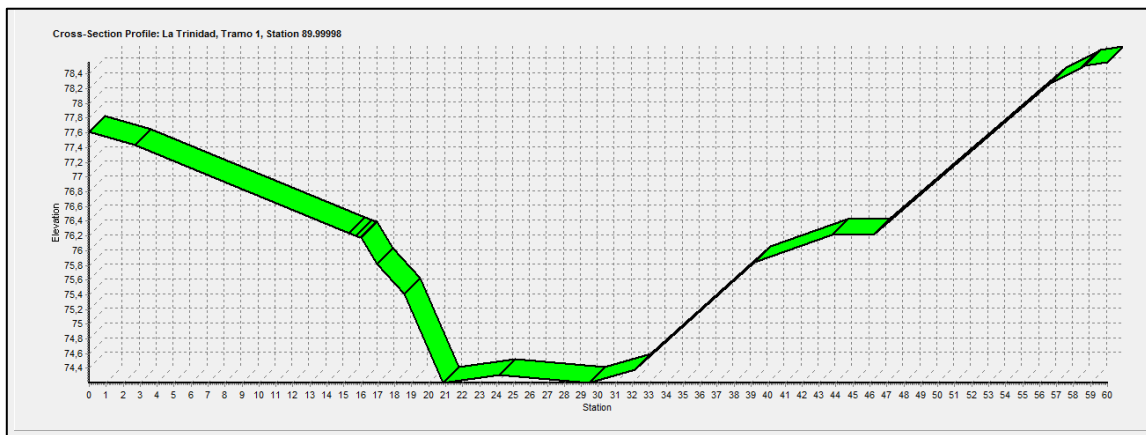


Figura 5.2.1-3 Vista de sección transversal con hec-georas 10.1

Esta información es exportada al programa HEC-RAS 4.1.0 y el esquema que se obtiene es el siguiente ya con la ubicación del puente la trinidad:

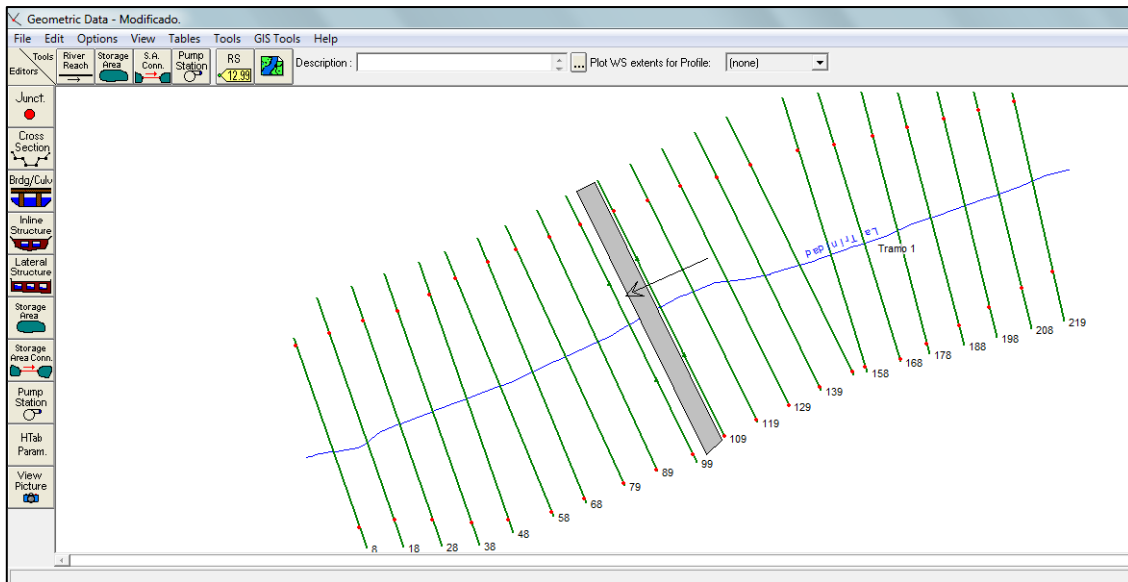


Figura 5.2.1-4 Esquema de cauce la trinidad HEC-RAS 4.1.0

5.2.2 Geometría del puente la trinidad

Después de tener la geometría del cauce definida se ingresan los datos geométricos del puente.

5.2.2.1 Ubicación del puente

El puente se ubica en la sección 108 para ello se selecciona el icono Bridge/Culvert luego se agrega el puente y el programa pide la estación donde estará ubicado la figura Figura 5.1.3.2-4 muestra el puente ya ubicado.

5.2.2.2 Tablero y geometría del puente

En la ventana Bridge Culvert Data se activa el editor de puentes y alcantarillas en ella introdujo la siguiente información:

- En el campo distance (Distancia) se introduce la distancia entre la sección aguas arriba (sección 109) y el tablero del puente en este caso se ingresa 1 metro.

- En el campo Width (Ancho) se introduce el ancho del tablero en la dirección del flujo que es 6.9 metros.
- En el campo Weir Coef. (coeficiente de vertedero) se introduce el valor de 1.4 que recomienda el Manual de HEC-RAS del Dr. Néstor Lanza Mejía.

En la parte central de esta ventana se ingresan de derecha a izquierda las estaciones que definen la forma del puente con sus elevaciones superiores e inferiores.

Upstream			Downstream			
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord	
1	0.	81.447	73.91	0.	81.447	73.91
2	25.54	81.447	73.91	25.54	81.447	73.91
3	25.54	81.447	79.63	25.54	81.447	79.63
4	55.54	81.447	79.63	55.54	81.447	79.63
5	55.54	81.447	73.91	55.54	81.447	73.91
6	80.	81.447	73.91	82.84	81.447	73.91
7						
8						

Figura 5.2.2-1 Editor de datos geométricos de puente

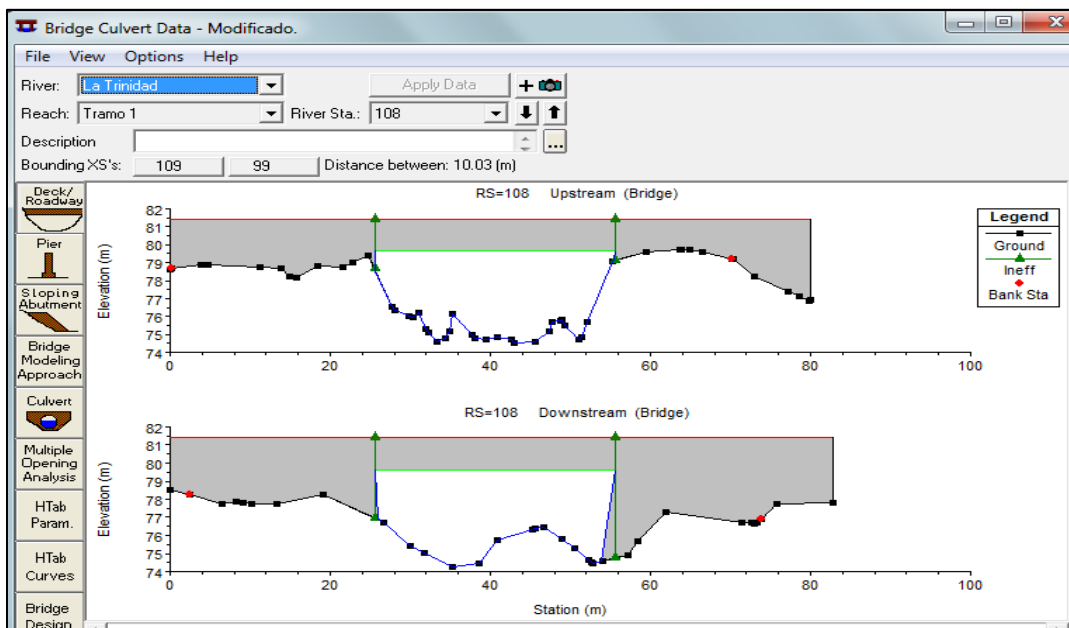


Figura 5.2.2-2 Modelo del puente la trinidad HEC-RAS 3.5

5.2.2.3 Áreas de flujo inefectivo en la ubicación del puente

En este caso las áreas inefectivas de flujo es el área de flujo obstruida por el puente y se incluyen en las secciones transversales 109 y 99.

Las áreas inefectivas se consideraron que inician en inmediatamente a la izquierda e inmediatamente a la derecha de la apertura del puente y su elevación inicial es la elevación máxima del puente.

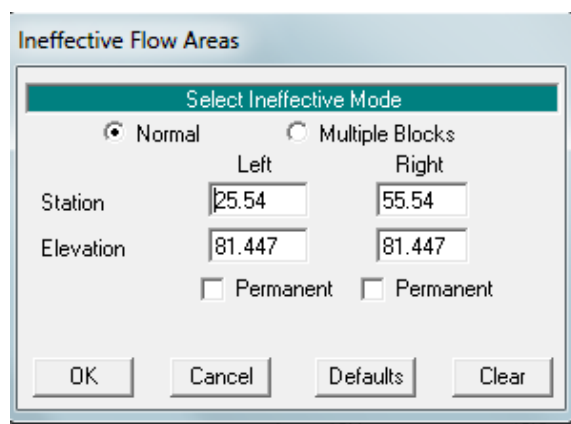
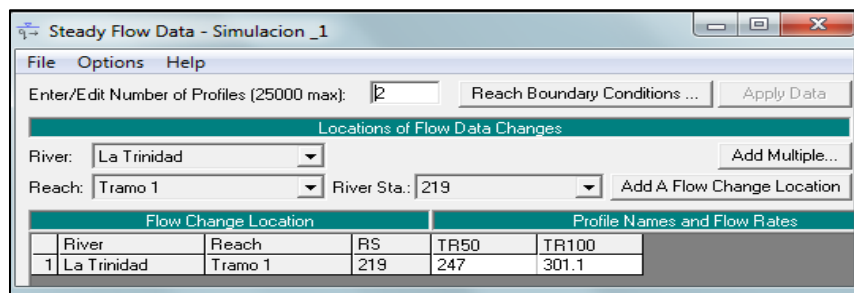


Figura 5.2.2-3 Áreas de flujo inefectivo en las secciones 109 y 99

5.2.3 Datos hidráulicos para flujo permanente

5.2.3.1 Perfiles de flujo en función de los caudales

En esta parte se introducen el número de perfiles para la simulación en este caso serán dos perfiles para periodo de retorno de 50 años y periodo de retorno de 100 años. Los datos de caudales de diseño introducidos son los que se muestran en la Tabla 5.1.3 1.



Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	TR50	TR100
1 La Trinidad	Tramo 1	219	247	301.1

Figura 5.2.3-1 Datos hidráulicos para flujo permanente

5.2.3.2 Condiciones de contorno para perfiles de flujo

La condición de contorno seleccionada es de profundidad normal para el tramo de cauce, en esta parte el programa necesita la pendiente energética que se puede aproximar a la pendiente promedio de la línea central del cauce principal. Se calculó la pendiente promedio del cauce principal por el método de los mínimos cuadrados.

Nº	X	Y	XY	X ²
1	0+000.00	73.11	0.00	0.00
2	0+010.00	73.26	732.64	100.00
3	0+020.00	73.42	1,468.40	400.00
4	0+030.00	73.47	2,204.04	900.00
5	0+040.00	73.51	2,940.40	1,600.00
6	0+050.00	73.53	3,676.60	2,500.00
7	0+060.00	73.55	4,413.18	3,600.00
8	0+070.00	73.65	5,155.36	4,900.00
9	0+080.00	73.75	5,899.60	6,400.00
10	0+090.00	74.09	6,667.92	8,100.00
11	0+100.00	74.06	7,405.90	10,000.00
12	0+110.00	74.30	8,173.44	12,100.00
13	0+120.00	74.23	8,907.60	14,400.00
14	0+130.00	74.09	9,632.22	16,900.00
15	0+140.00	74.07	10,369.38	19,600.00
16	0+150.00	74.22	11,133.00	22,500.00
17	0+160.00	74.38	11,901.28	25,600.00
18	0+170.00	74.39	12,645.45	28,900.00
19	0+180.00	74.38	13,388.58	32,400.00
20	0+190.00	74.45	14,145.88	36,100.00
21	0+200.00	74.53	14,905.00	40,000.00
22	0+210.00	74.54	15,652.56	44,100.00
23	0+220.00	74.54	16,399.02	48,400.00
Σ	2,530.00	1,701.51	187,817.45	379,500.00
media	110.00	73.98		

Tabla 5.2.3-1 Pendiente del Cauce por Mínimos Cuadrados

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{y}\bar{x}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2}$$

Steady Flow Boundary Conditions

☒ Set boundary for all profiles ☐ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S. Critical Depth Normal Depth Rating Curve Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
La Trinidad	Tramo 1	all	Normal Depth S = 0.0083	Normal Depth S = 0.0039

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ... OK Cancel Help

Select Boundary condition for the downstream side of selected reach.

Figura 5.2.3-2 Condiciones de contorno para perfiles de flujo

5.2.4 Plan y ejecución del modelo

En esta parte del programa se especifica la geometría que se utilizara para la simulación en caso de que exista más de una, y los datos hidráulicos de flujo.

Posteriormente se elige el tipo de régimen de flujo de acuerdo con las condiciones de contorno y en este caso se seleccionó un régimen mixto debido a que en simulaciones previas se presentaban variaciones en las profundidades críticas y por lo tanto el programa recomienda que para un mejor análisis se considerara un régimen mixto de flujo.

5.2.5 Resultados de modelación hidráulica del puente la trinidad

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	La Trinidad	Profile:	TR50	
Reach:	Tramo 1	RS:	108	Plan: 1
Plan: 1 La Trinidad Tramo 1 RS: 108 Profile: TR50				
E.G. US. (m)	78.42	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	77.51	E.G. Elev (m)	78.41	78.36
Q Total (m3/s)	247.00	W.S. Elev (m)	77.38	77.38
Q Bridge (m3/s)	247.00	Crit W.S. (m)	77.38	77.38
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.84	3.12
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.49	4.37
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	55.03	56.51
Weir Submerg		Froude # Chl	1.00	1.00
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	176.00	173.84
Min El Weir Flow (m)	81.45	Hydr Depth (m)	2.06	1.95
Min El Prs (m)	79.63	W.P. Total (m)	30.95	32.58
Delta EG (m)	0.11	Conv. Total (m3/s)	2307.9	2330.8
Delta WS (m)	0.46	Top Width (m)	26.75	28.97
BR Open Area (m2)	119.60	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	4.49	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	199.74	191.02
Br Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 5.2.5-1 Resultados del Puente La Trinidad

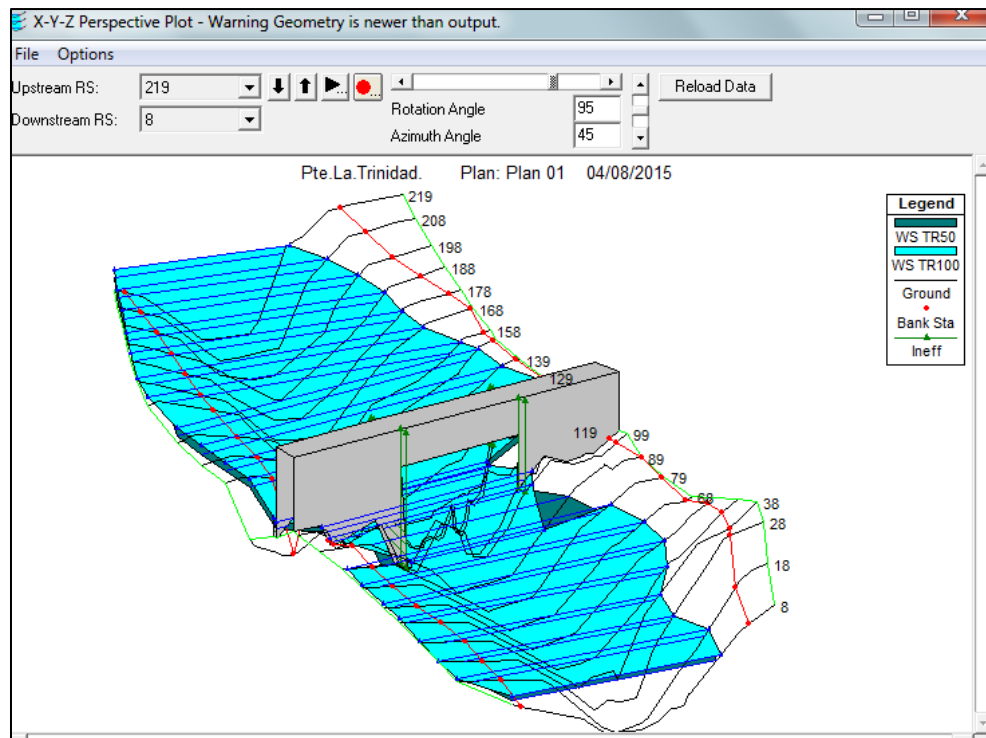


Figura 5.2.5-2 Perfil de flujo en perspectiva 3D

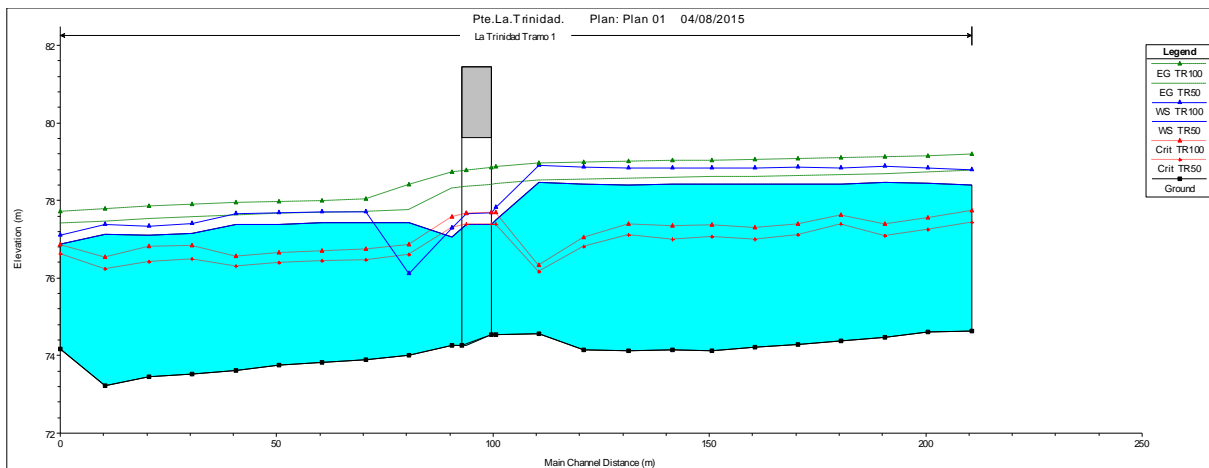


Figura 5.2.5-3 Perfil del flujo

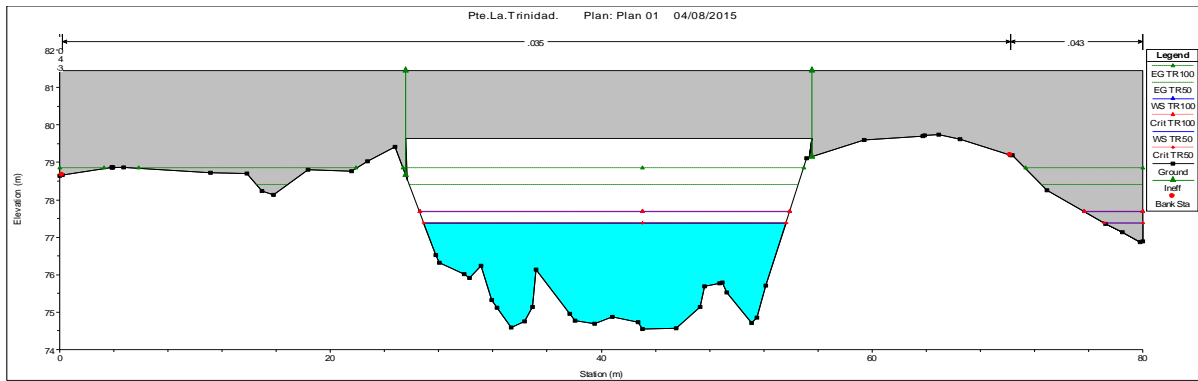


Figura 5.2.5-4 Sección aguas arriba puente la trinidad

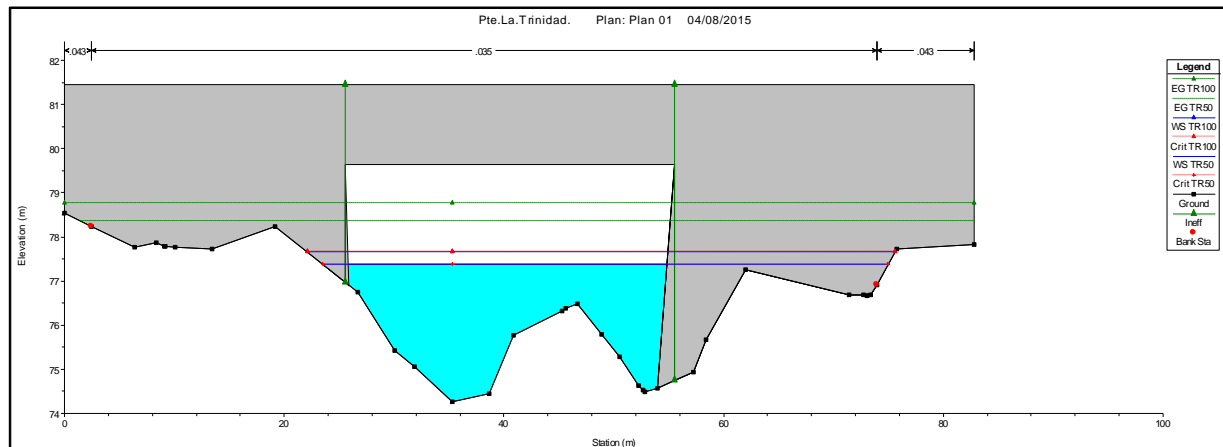


Figura 5.2.5-5 Sección aguas abajo del puente la trinidad

5.2.6 Estudio de Socavación

Para el cálculo de la socavación en el puente la trinidad se utiliza la herramienta de HEC-RAS 3.5 “Hydraulic Design Function” Función de Diseño Hidráulico que permite calcular de forma automática la socavación por contracción en el puente y la socavación local en los estribos.

Para poder hacer uso de esta herramienta se debe haber realizado la simulación hidráulica previamente para que el programa pueda obtener los datos necesarios de forma automática.

5.2.6.1 Datos de entrada para la socavación por contracción

Todas las variables, excepto K_1 y D_{50} son obtenidos en forma automática por HEC RAS 3.5 a partir de los resultados de la sección de aproximación en este caso el programa escoge la estación más cercana 119. Se introducen los datos de forma manual el diámetro medio de partícula que se obtiene a partir del estudio de suelo (ver Anexo I.5.1) y para el cálculo de K_1 el programa pide solamente la temperatura del agua.

	LOB	Channel	ROB
S1 :	0.000257	0.000257	0.000257
V* (m/s):	0.06	0.09	0.09
Water Temp (C):		16.0	
w (m/s):	0.3045	0.3045	0.3045
V*/w :	0.197	0.296	0.296
K1 :	0.590	0.590	0.590

OK Cancel

EG slope in approach section

Figura 5.2.6-1 Cálculo del Coeficiente K_1

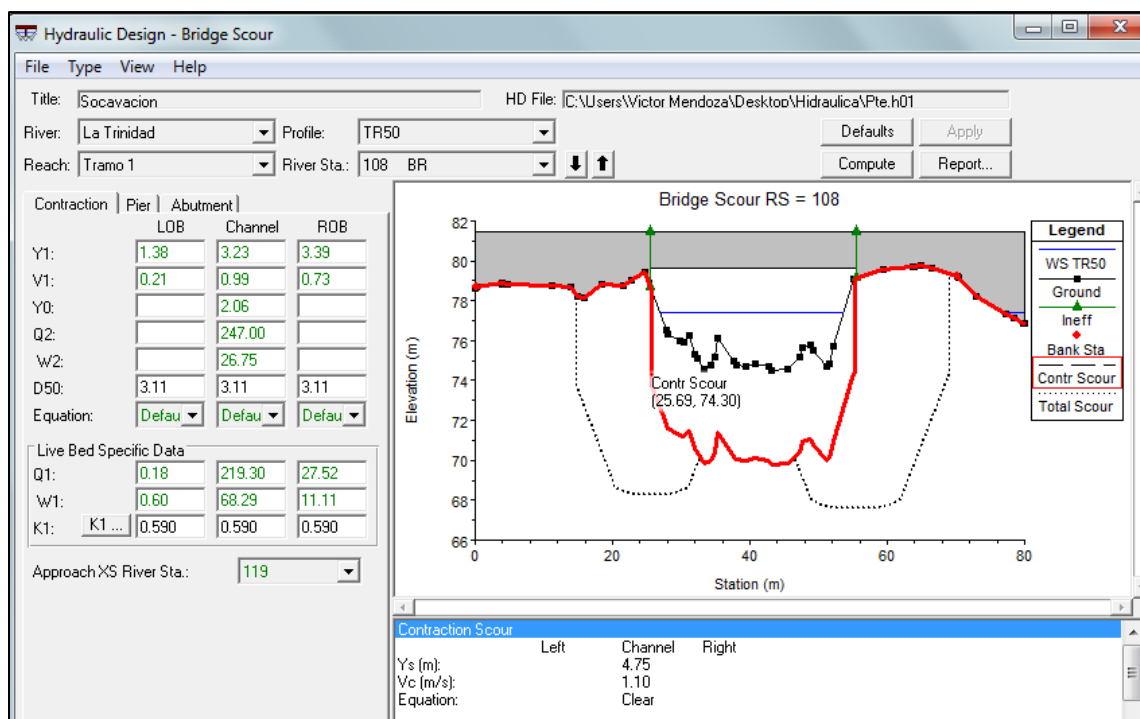


Figura 5.2.6-2 Socavación por Contracción

5.2.6.2 Datos de entrada para socavación local en los estribos

Todos los datos necesarios para determinar la socavación local en los estribos son obtenidos de forma automática por HEC-RAS. Solamente se especifica el tipo forma del estribo y el ángulo de ataque del flujo.

Para efectuar este cálculo se debe especificar el método a utilizar, en este caso se utiliza el método de Froehlich.

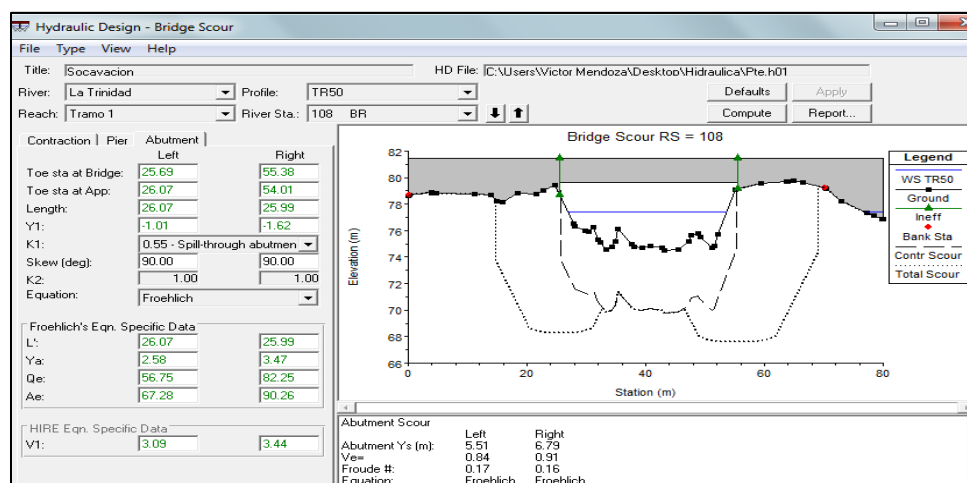


Figura 5.2.6-3 Socavación Local en Estribos

5.2.6.3 Socavación total en el puente

Para calcular la socavación total se combinan los resultados de la socavación por contracción y la socavación local en los estribos.

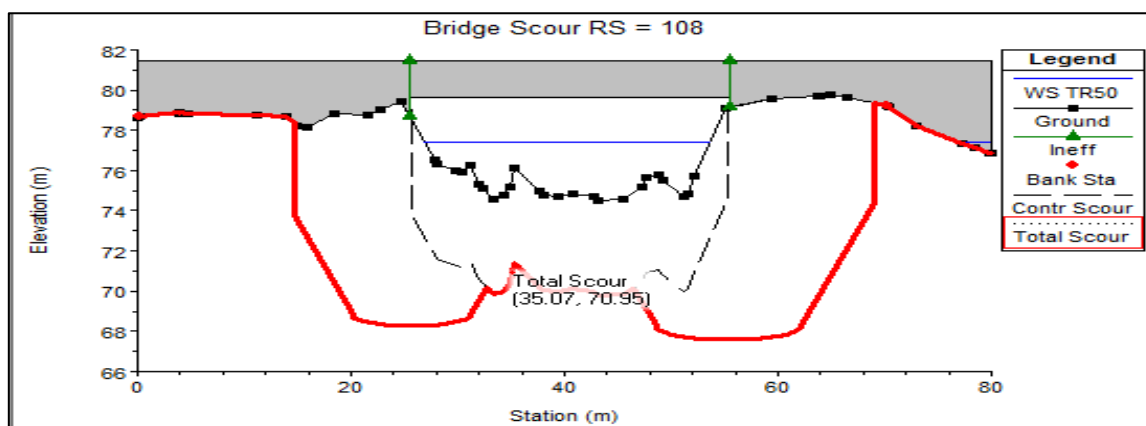


Figura 5.2.6-4 Socavación total en el puente

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	1.38	3.23	3.39
Approach Velocity (m/s):	0.21	0.99	0.73
Br Average Depth (m):		2.06	
BR Opening Flow (m ³ /s):		247.00	
BR Top WD (m):		26.75	
Grain Size D50 (mm):	3.11	3.11	3.11
Approach Flow (m ³ /s):	0.18	219.30	27.52
Approach Top WD (m):	0.60	68.29	11.11
K1 Coefficient:	0.590	0.590	0.590
Results			
Scour Depth Ys (m):		4.75	
Critical Velocity (m/s):		1.10	
Equation:		Clear	
Abutment Scour			
	Left	Right	
Input Data			
Station at Toe (m):	25.69	55.38	
Toe Sta at appr (m):	26.07	54.01	
Abutment Length (m):	26.07	25.99	
Depth at Toe (m):	-1.01	-1.62	
K1 Shape Coef:	0.55 - Spill-through abutment		
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00	
K2 Skew Coef:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m):	26.07	25.99	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	2.58	3.47	
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	56.75	82.25	
Area Obstructed Ae (m ²):	67.28	90.26	
Results			
Scour Depth Ys (m):	5.51	6.79	
Qe/Ae = Ve:	0.84	0.91	
Froude #:	0.17	0.16	
Equation:	Froehlich	Froehlich	

Figura 5.2.6-5 Reporte de estudio de socavación puente la trinidad

CAPITULO VI : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Según la caracterización realizada de la cuenca la densidad de drenaje que esta presenta es de 2.09 clasificado como moderado lo que indica que la cuenca posee buen drenaje, que responde rápidamente a una tormenta y que sus suelos posiblemente se erosionen con facilidad o son relativamente permeables.
- La cuenca tiene un índice de compacidad de 1.83 y un factor de forma de 0.12. Estos dos parámetros indican que la cuenca no presenta tendencia a crecidas.
- Los hidrogramas resultantes de las subcuencas evidencian grandes pérdidas por infiltración, lo cual ayuda a disminuir la escorrentía directa.
- Los caudales de diseño obtenidos son $247 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 50 años y $301.1 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 100 años.
- El claro que se analiza tiene 30m de longitud, el puente proyectado tiene una altura hasta el nivel inferior de viga 5.72m(cota 79.37msnm), cumple con las condiciones hidráulicas del análisis para un caudal de $301.1 \text{ m}^3/\text{s}$, y una Frecuencia de Diseño de 100 años, de acuerdo a los resultados mostrados, todo el caudal estimado, pasa por esta sección con una velocidad que oscila en la sección de puente aguas arriba de 4.49 m/s. y aguas abajo en 4.37m/s, el área de flujo ocupado por el nuevo claro es de 56.51 m^2 , la altura de agua promedio en el cruce es de 2.98m, lo que significa un nivel de agua máximo esperado de 77.38, un flujo subcrítico y que el puente tiene capacidad hidráulica de drenaje.
- El estudio de socavación indica una profundidad de socavación por contracción de 4.75m con una velocidad crítica de arrastre de 1.01m/s y una profundidad de socavación local en los estribos de 5.51m. por lo cual el puente debió de cimentarse por debajo de la cota 70 msnm

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda mantener un buen manejo integral de la cuenca con el fin de evitar el despale y la pérdida de áreas verdes debido, ya sea al crecimiento urbano como al uso agropecuario de la tierra.
- Realizar limpieza y mantenimiento del cauce principal antes del inicio de cada invierno y después que se presente un evento extraordinario, ya que las fuertes corrientes acarrearán muchos sedimentos, basura y material vegetal.
- El estribo 1 está desplantado en la cota 73.22 y el estribo 2 está desplantado en la cota 72.45. Según el estudio realizado debían de desplantarse por debajo de la cota 70. Por lo cual, para controlar la socavación local se recomienda proteger los estribos con un enrocado de diámetro medio de roca de 1.12m según el método propuesto en HEC-18 (1993). (Ver Diseño en Anexo VI.2).
- Para garantizar precisión en la realización de un estudio hidrotécnico se recomienda la metodología utilizada en este proyecto utilizando softwares especializados que permiten estudios detallados y resultados más confiables.

BIBLOGRAFIA.

Libros:

- Dr Nestor Javier Lanza Mejia. (2012). *Manual HEC-HMS*. Managua: Universidad Nacional de Ingenieria.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. Mexico D.F: Miembro de La Camara Nacional de Industria.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Hidrologia Aplicada*. Editorial Colombiana Nomos S.A.
- E.V, Richardson, & S.R, Davis. (2001). *Evaluating Scour at Bridges* (Fourth ed.). Virginia, U.S.A: Hydraulic Engineering Circular N° 18 Departmen of Transportation Federal Highway Administration.
- Lanza Mejia, D. J. (2010). *Introduccion ala Hidrotecnia Vial*. Managua, Nicaragua.
- Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones Peru. (2008). *Manual de Hidrología, Hidraulica y Drenaje*. Peru.
- U.S Army Corp of Engineers. (1998). *River Stability Analisis*. U.S.A.
- Villon Bejar, M. (2007). *Ejemplos de HEC-HMS* . MaxSoft.

Páginas electrónicas:

- *Modelamiento hidrológico de crecidas.*
https://formacion.funge.uva.es/media/cursos/389/Folleto%204Ed_1.pdf.
(Consulta: 09/06/2015).
- *Manual HEC-HMS.*
http://www.inameh.gob.ve/documentos/MANUAL_HECHMS.pdf. (Consulta: 09/06/2015).
- *importancia de la hidrología.* <http://es.wikipedia.org/wiki/Hidrolog%C3%ADa>
(Consulta: 16/07/2015).
- *Diagnóstico de carreteras.*
<http://biblioteca.mti.gob.ni:8080/docushare/dsweb/Get/DocumentosTecnicos>
-. (Consulta: 15/06/2015).
- *Ministerio de transporte e infraestructura. manual para revisión estudios hidrotécnico de drenaje menor.*
<https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/manual-para-revision-disenos-drenaje-menor.pdf>. (Consulta: 15/06/2015).

INDICE DE ANEXOS

ANEXO I: TABLAS	1
I.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (MÉTODO DE COWAN).....	1
I.2 NUMERO DE CURVA EN DEPENDENCIA DEL GRUPO HIDROLÓGICO	2
I.3 DATOS METEOROLÓGICOS ESTACIÓN CAMPOS AZULES	4
I.3.1 Cálculo de Curvas I.D.F	5
I.4 COFICIENTES K_1 PARA SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN.....	7
I.5 ESTUDIOS DE SUELO.....	7
I.5.1 Sondeos Manuales Puente La Trinidad	7
I.5.2 Estudio Edafológico del Suelo.....	7
ANEXO II: GRAFICOS	18
II.1 Resultados Hidrológicos en HEC-HMS 3.5	18
II.1.1 Punto de Cierre de la Cuenca (Tiempo de Retorno 100 años).....	18
II.2 Resultados Hidráulicos HEC-RAS 4.1.0.....	21
II.3 VELOCIDAD DE CAIDA W	23
ANEXO III: IMAGENES Y FOTOS	23
Imágenes. 23	
III.1 Fotos 27	
ANEXO IV: PLANOS.....	28
IV.1 PLANTA GENERAL	28
IV.2 PERFIL DE PUENTE.....	29
IV.3 PLANTA LONGITUDINAL	30
IV.4 SECCIONES TRANSVERSALES.....	31
IV.4.1 SECCIONES TRANSVERSALES 1	31
IV.4.2 SECCIONES TRANSVERSALES 2	32
IV.4.3 SECCIONES TRANSVERSALES 3	33
IV.4.4 SECCIONES TRANSVERSALES 4	34
ANEXO V: MAPAS	35
V.1 División de La Cuenca en Subcuencas	35
V.2 Red Hídrica de la Cuenca.....	36
V.3 Esquema Hidrológico en HEC-HMS. 3.5	37
V.4 Mapa de Pendiente Reclasificado	38
V.5 Mapa de Curvas de Nivel Reclasificado	39

V.6 Mapa de Uso de Suelo	40
V.7 Descripción Edafológica de los Suelos	41
V.8 Mapa de Tipos de Suelos	42
V.9 Grupos Hidrológicos de Suelo	43
V.10 Mapa de Numero de Curva del Suelo	44
ANEXO VI: PROPUESTA DE PROTECCION CONTRA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	45
VI.1 Método propuesto en HEC-18 (1993)	45
VI.1.1 Para $Fr \leq 0.80$	45
VI.1.2 Para $Fr \geq 0.80$	45
VI.2 Diseño de Enrocado	47
VI.2.1 Resultados de HEC-RAS para la Sección Contraída del Puente	47

ANEXO I: TABLAS

I.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (MÉTODO DE COWAN)¹

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n) METODO DE COWAN						
CONDICIONES DEL CANAL		VALORES		CANAL PRINCIPAL	MARGENES	
					IZQUIERDA	DERECHA
Material	Tierra	n ₀	0.020	0.025	0.028	0.028
	Roca		0.025			
no Básica	Grava Fina		0.024			
	Grava Gruesa		0.028			
Grado de Irregularidad en las paredes del fondo	Suave	n ₁	0.000	0.005	0.000	0.000
	Menor		0.005			
	Moderado		0.010			
	Severo		0.020			
Variación de la sección transversal del canal	Gradual	n ₂	0.000	0.000	0.000	0.000
	Ocasional		0.005			
	Frecuente		0.010 a 0.015			
Efecto Relativo a la Obstrucciones	Despreciables	n ₃	0.000 a 0.005	0.000	0.000	0.000
	Menor		0.010 a 0.015			
	Apreciable		0.020 a 0.025			
	Severo		0.040 a 0.065			
Vegetación	Despreciables	n ₄	0.005 a 0.010	0.005	0.015	0.015
	Menor		0.010 a 0.025			
	Apreciable		0.025 a 0.050			
	Severo		0.050 a 0.100			
ns = n ₀ + n ₁ + n ₂ + n ₃ + n ₄		ns		0.035	0.043	0.043
Grado de Meandrosidad	Menor	ms	1.000	1.000	1.000	1.000
	Apreciable		1.150			
	Severo		1.300			

¹ Fuente Cf. Open Channel Hydraulics. V.T. CHOW, 1959, pág.109

n = ns x ms	0.035	0.043	0.043
--------------------	-------	-------	-------

Tabla I.1-1 Calculo del Coeficiente de Manning por el Método de Cowan

I.2 NUMERO DE CURVA EN DEPENDENCIA DEL GRUPO HIDROLÓGICO

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivos	Surcos rectos		77	86	91	94
Cultivos en Surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terraza	> 1	66	74	80	82
	Terraza	< 1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terraza	> 1	61	72	79	82
	Terraza	> 1	59	70	78	81
Leguminosas o pradera con rotación	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terraza	> 1	63	73	80	83
	Terraza	< 1	51	67	76	80
Pastizales		> 1	68	79	86	89
		< 1	39	61	74	80
	Contorneo	> 1	47	67	81	88
	Contorneo	< 1	6	35	70	79
Pradera Permanente		< 1	30	58	71	78
Bosques Naturales						
Muy ralo			56	75	86	91
Ralo			46	68	78	84
Normal			36	60	70	77

Espeso			26	52	62	69
Muy espeso			15	44	54	61
Caminos						
De terracería			72	82	87	89
Con superficie dura			74	84	90	92

Tabla I.2-1 Valores de Numero de Curva de Esguerramiento

I.3 DATOS METEOROLÓGICOS ESTACIÓN CAMPOS AZULES

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES
INETER

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACIÓN (mm).

ESTACION : MASATEPE (Campos Azules).

Latitud 11° 53' 59"

CODIGO : O69 129

Longitud 86° 08' 59"

Elevación : 470 msnm

Periodo :1971 - 2010

Tipo : AG.

AÑOS	MINUTOS						
	5	10	15	30	60	120	360
1978	120.0	91.8	76.4	57.4	33.8	28.1	
1979	120.0	92.4	52.0	42.0	36.0	21.5	
1980	144.0	93.0	100.0	62.8	36.9	28.9	
1981	126.0	93.0	78.4	48.8	38.3	21.7	
1982	193.2	94.8	111.2	80.8	39.7	31.1	
1983	117.6	98.6	70.4	63.2	40.3	42.4	6.5
1984	120.0	99.0	81.6	57.6	40.7	29.2	4.8
1985	123.6	99.0	90.8	84.8	41.6	17.3	26.6
1986	145.2	103.8	97.2	74.2	41.9	22.3	29.4
1987	150.0	105.0	108.0	74.2	43.7	22.6	13.1
1988	156.0	106.8	90.8	66.4	43.8	21.3	10.7
1989	120.0	107.2	120.0	85.6	44.0	38.6	9.0
1990	192.0	107.4	119.2	69.2	44.1	24.0	6.1
1991	204.0	108.0	116.4	78.0	44.8	34.5	7.5
1992	219.0	112.8	139.2	95.6	45.7	52.8	9.2
1993	108.0	113.4	84.0	51.2	46.9	13.9	4.4
1994	120.0	114.0	103.6	74.2	51.8	36.7	15.9
1995	120.0	114.0	78.4	61.6	54.3	34.4	18.4
1996	174.0	115.2	93.6	54.4	55.0	24.2	12.5
1997	117.6	115.8	102.0	89.2	55.1	36.9	13.5
1998	120.0	115.8	94.4	78.2	56.0	36.3	3.0
1999	104.4	117.6	88.0	82.8	56.2	43.0	6.2
2000	146.4	120.0	114.0	63.4	66.1	22.1	16.2
2001	120.0	120.4	114.4	76.2	69.2	31.8	12.5
2002	121.2	125.4	76.8	52.4	70.5	31.5	12.3
2003	112.8	136.2	77.6	62.0	73.3	27.3	7.6
2004	121.2	142.2	84.8	80.8	79.3	37.9	12.7
2005	118.8	149.4	104.0	76.8	87.3	29.8	15.1
2006	111.6	153.0	90.4	67.2	49.5	23.3	1.9
2007	126.0	117.6	113.2	78.4	62.9	32.3	8.4
2008	112.8	110.4	88.0	69.2	56.8	45.9	18.6
2009	156.0	116.4	97.6	76.2	45.1	26.0	12.1
2010	188.4	116.4	98.0	68.4	38.9	15.9	8.0

Tabla I.3-1 Intensidades Máximas Anuales de Precipitación Estación O69129-Campos Azules

I.3.1 Cálculo de Curvas I.D.F²

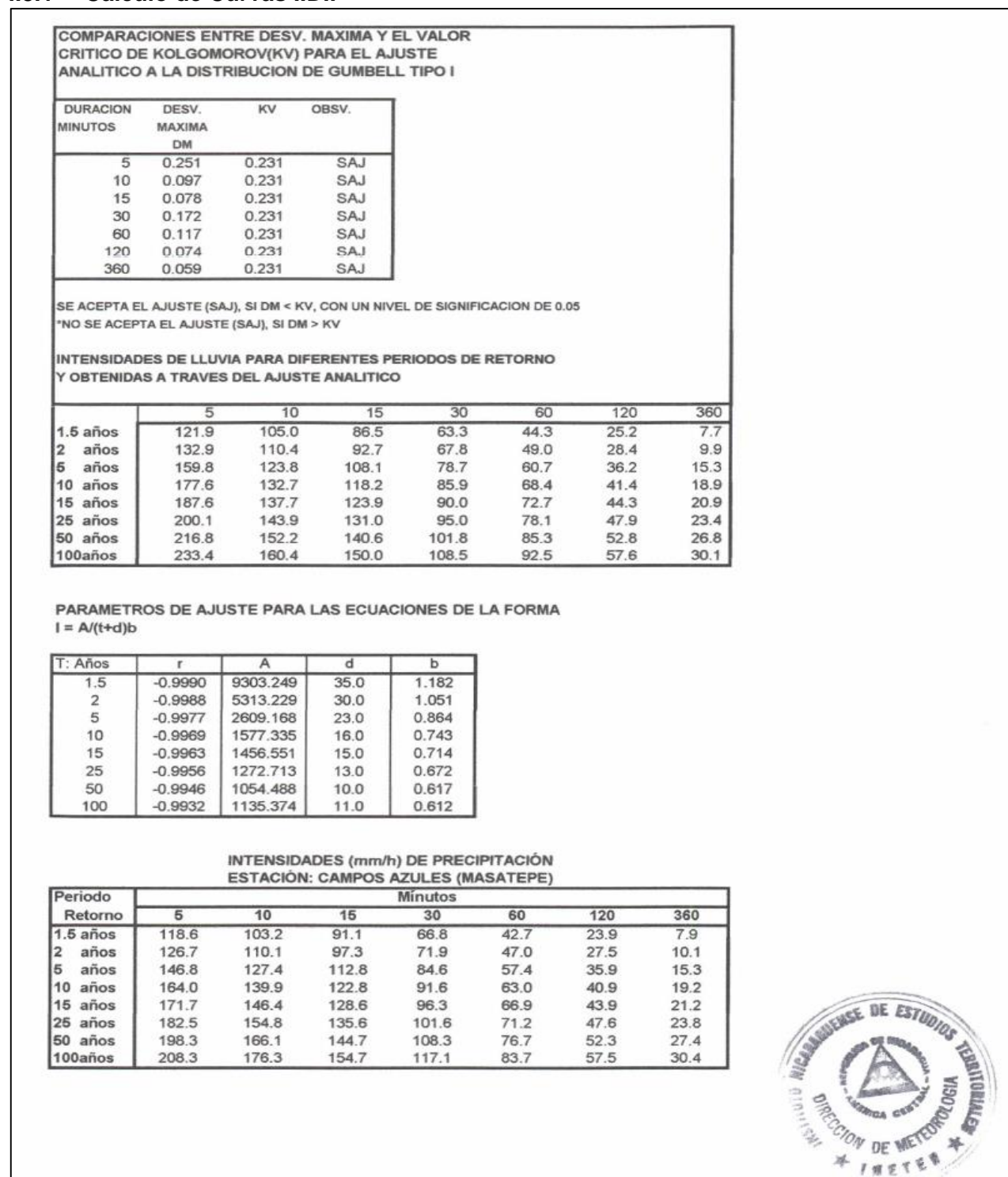


Figura I.3-1 Ajuste De Datos Meteorológicos

² Fuente: Proporcionado por Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). Dirección de Meteorología.

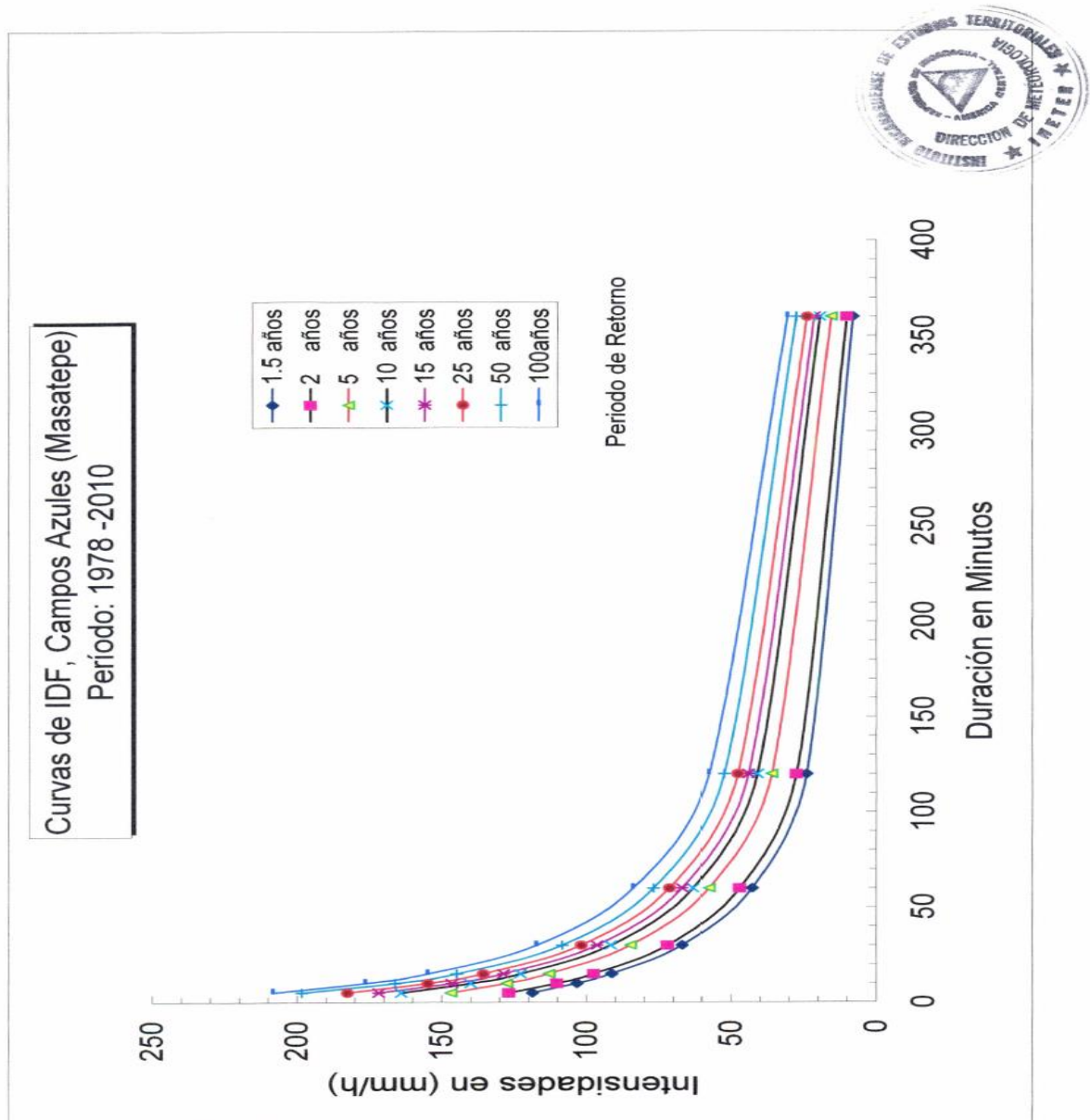


Figura I.3-2 Curvas I.D.F Masatepe Campos Azules - Periodo 1978-2010

I.4 COFICIENTES K₁ PARA SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

Tabla de valores de coeficiente k ₁ . HEC – 18. 1993		
v/w	k ₁	Modo de transporte del sedimento del lecho
< 0.5	0.59	Modo de transporte del sedimento del lecho
0.5 a 2.0	0.64	Modo de transporte del sedimento del lecho
> 2.0	0.69	Modo de transporte del sedimento del lecho

Tabla I.4-1 Valores de K₁

I.5 ESTUDIOS DE SUELO

I.5.1 Sondeos Manuales Puente La Trinidad

Sondeo	Profundidad en pie	Muestra No.	% que pasa por tamiz				L.L %	IP %	Clasif. SUCS	% Partículas			Descripción	Diámetro medio (mm)
			No. 4	No. 10	No. 40	No. 200				G	S	F		
1	0'0"-3'0"	1	100	96	93	54	37	10	OL	0	46	54	Limo arenoso color café oscuro	0.05
	3'0"-4'6"	2	100	84	53	32	27	8	SM	0	68	32	Arena limosa color café	0.46
	4'6"-7'6"	3	32	22	10	4	31	8	GW	68	28	4	Grava arenosa con poco limo color café oscuro	11.56
	7'6"-15'0"	-	Roca muy fracturada color mamón				RQD muy mala						Roca muy fracturada color mamón	-
	15'0"-20'0"	-	Roca fracturada color gris claro				RQD muy mala						Roca fracturada color gris claro	-
2	0'0"-7'6"		75	61	44	35	41	15	SC	25	40	35	Arena gravo arcillosa color café	1.22
	7'6"-15'0"		77	57	32	27	39	15	SC	23	50	27	Arena gravo arcillosa color café clara	1.95
	15'0"-20'0"		Roca fracturada color gris oscuro										Roca fracturada color gris oscuro	-
	20'0"-21'6"		69	43	15	5	28	7	SW-SP	31	64	5	Gravo arenosa con poco lima color gris	3.43
	21'6"-35'0"		Bolones entre 1½" a ¾" diametro color gris										Bolones entre 1½" a ¾" de diámetro color gris	-

Tabla I.5-1 Sondeos 1 y 2 Puente La Trinidad

I.5.2 Estudio Edafológico del Suelo

FUENTE: Volumen 1, Levantamiento de Suelos de la Región Pacífica de Nicaragua. Parte 2, Descripción de Suelos. Departamento de Suelos y Dasonomía, Ministerio de Agricultura y Ganadería. Dirección Ejecutiva de Catastro, Ministerio de Economía, Industria y Comercio. Programa Catastro e Inventario de Recursos Naturales de Nicaragua. Managua Nicaragua. Octubre 1971.

Recopilado por la Unidad de Estudios de Suelos de la Dirección General de Ordenamiento Territorial, del Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

I.5.2.1 Series Buena Vista (BV).

La serie Buena Vista consiste de suelos profundos y moderadamente profundos, bien drenados, friables, arcillosos con permeabilidad moderadamente lenta. Son derivados en parte de tobas, pero parecen tener un manto superficial de ceniza volcánica. Los suelos se encuentran en la meseta disectada al Sur de Buena Vista del Socorro. De la localidad de Buena Vista se extienden en forma de abanico hasta 10 km en dirección suroeste, 8 km al sur y 20 km al sureste.

Perfil Representativo de Buena Vista franco arcillo limoso:

0 a 22 centímetros, pardo oscuro, franco arcillo limoso, friable, con una capa discontinua de talpetate fracturado de unos 10 centímetros de espesor en la parte inferior del horizonte; estructura de bloques subangulares medios; abundantes raíces muy finas; ligeramente ácido.

22 a 82 centímetros, pardo rojizo oscuro, franco arcillo limoso, friable; estructura de bloques subangulares finos y medios; frecuentes raíces muy finas; ligeramente ácido.

82 a 102 centímetros, pardo rojizo oscuro, franco friable con algo de color pardo amarillento oscuro; masivo; pocas raíces muy finas; ligeramente ácido.

102 a 120 centímetros, pardo a pardo oscuro, franco friable; masivo; pocas raíces muy finas; medianamente ácido; límite abrupto y ondulado.

120 a + centímetros, pardo amarillento oscuro y pardo muy pálido, toba meteorizada.

Los suelos de Buena Vista tienen permeabilidad moderadamente lenta en la superficie y el subsuelo, y moderada en el substrato. Tienen una capacidad de humedad disponible moderada y una zona radicular de profunda a moderadamente

profunda. El contenido de materia orgánica es moderadamente alto en la superficie y moderado en el subsuelo. Los suelos están bien provistos de bases. La saturación de bases es mayor del 75 por ciento. Su contenido de potasio es medio, pero es deficiente en fósforo.

I.5.2.2 Cárcavas (Cv)

Este tipo de tierra comprende drenes escarpados o cañones, e incluye suelos aluviales en los valles angostos y suelos Coluviales en la base de pendientes escarpadas. Ambos suelos son muy pequeños para ser mostrados separadamente a la escala de mapeo.

- **Cárcavas escarpadas, 30 a 75 por ciento de pendiente (CV2).**

Este tipo de tierra tiene textura superficial variada, es bien drenada y tiene escurrimiento superficial rápido. La mayoría de las áreas están severamente erosionadas, y esto los hace no aptos para cultivos. La mayoría de las áreas conservan su vegetación natural y los bosques y pastos son su mejor uso. (Unidad de capacidad VIIe-1.1)

Este tipo de tierra tiene textura superficial variada, es bien drenada y tiene escurrimiento superficial rápido.

- **Cárcavas muy escarpadas y quebradas, más de 75 por ciento de pendiente (CV).**

Este tipo de tierra tiene profundidades que varían de muy superficiales a profundas, con texturas superficiales que son también variadas. El escurrimiento superficial de estas áreas es muy rápido y la mayoría de las áreas están severamente erosionadas. Las áreas solo pueden usadas para bosques y para proteger la fauna. (Unidad de capacidad VIIIe-1).

I.5.2.3 Serie Diriamba (Di)

La serie Diriamba comprende suelos profundos a moderadamente superficiales, bien drenados, de colores rojizos con un estrato endurecido discontinuo y fragmentado, a profundidades de 30 a 60 centímetros que es una restricción leve para las raíces. Los suelos se derivan de ceniza volcánica y están sobre suelos viejos enterrados o sobre conglomerados de material piroclástico.

Estos suelos se encuentran en las tierras altas fuertemente disectadas al sur de la ciudad de Diriamba. Las pendientes son de casi planas a moderadamente escarpadas.

Perfil representativo de Diriamba franco arcillo limoso:

0 a 15 centímetros, pardo oscuro, franco arcillo limoso, friable; estructura granular fina y media, fuerte; abundantes raíces muy finas; ligeramente ácido

15 a 36 centímetros, pardo rojizo oscuro, franco arcilloso friable; estructura de bloques subangulares finos y muy finos, fuertes; abundantes raíces muy finas; ligeramente ácido

36 a 54 centímetros, pardo rojizo oscuro, arcilla friable; estructura de bloques subangulares finos y medios, moderado; abundantes raíces muy finas; ligeramente ácido; límite abrupto y uniforme

54 a 74 centímetros, pardo rojizo oscuro y pardo, estrato endurecido o talpetate; pardo amarillento y muy duro en seco; límite abrupto y uniforme

74 a 92 centímetros, pardo oscuro, franco arcilloso friable; estructura de bloques subangulares finos y medios, moderado; pocas raíces muy finas; ligeramente ácido

92 a 120 centímetros, pardo rojizo oscuro, franco arcilloso a arcilloso firme; estructura de bloques subangulares medios, moderados; pocas raíces muy finas; ligeramente ácido

120 a 150 centímetros, pardo oscuro, franco arcilloso arenoso, firme; masivo; ligeramente ácido

La textura superficial varía de franco limosa a franco arcillosa o franco arcillo limosa. El espesor del estrato endurecido es de 10 a 30 centímetros y es continuo, pero fracturado vertical y horizontalmente. Las raíces finas pasan por las fracturas hasta el suelo subyacente.

I.5.2.4 Serie La Trinidad (Lt).

La serie La Trinidad son profundos, bien drenados, moderadamente permeables que se derivan de aluviales viejos originarios de arenisca y lutita lavados de las tierras altas. Tienen un horizonte superficial pardo oscuro y un subsuelo pardo rojizo. Se encuentran en las planicies que rodean al pueblo de La Trinidad y se extiende hasta 6 kilómetros al noroeste, 4 kilómetros al oeste, 11 kilómetros al sur, y 6 kilómetros al sureste. Las elevaciones varían de 30 a 70 metros sobre el nivel del mar.

Perfil representativo de La Trinidad franco arcilloso:

0 a 11 centímetros, pardo oscuro, franco arcilloso friable; estructura granular fina; frecuentes raíces; medianamente ácido; límite abrupto y uniforme

11 a 22 centímetros, pardo oscuro, franco arcilloso, friable; estructura granular fina y muy fina; raíces frecuentes; contiene un estrato de talpetate de 5 a 6 cm de espesor con fragmentos de 4 cm de

diámetro separados por una distancia de 3 a 4 cm; medianamente ácidos; límite abrupto y uniforme

- 22 a 36 centímetros, pardo rojizo oscuro, franco arcilloso friable con fragmentos finos y muy finos de lutita; estructura compuesta de bloques subangulares finos y granular fina, moderadamente débil; frecuentes raíces; medianamente ácidos
- 36 a 57 centímetros, pardo rojizo, arcilloso friable a firme con fragmentos de finos y muy finos de lutita; estructura de bloques subangulares finos, moderados; pocas raíces; medianamente ácido
- 57 a 92 centímetros, rojo amarillento, arcilloso firme con fragmentos finos y muy finos de lutita; estructura de bloques subangulares finos y medios, fuertes; pocas raíces; medianamente ácido
- 92 a 111 centímetros, rojo amarillento, franco a franco arcillo arenoso friable, con fragmentos finos y muy finos de lutita; estructura de bloques subangulares finos, muy débiles; pocas raíces; medianamente ácido; límite abrupto y uniforme
- 111 a 120 centímetros, pardo amarillento, franco a franco arenoso muy friable, con fragmentos finos y muy finos de roca sedimentaria; sin raíces

Los fragmentos de talpetate se encuentran a profundidades que varían de 15 a 40 cm, pero donde los suelos están erosionados, los fragmentos de talpetate están en la superficie.

I.5.2.5 Serie San Marcos (Mc).

Consiste de suelos profundos, bien drenados, permeables con una superficie pardo muy oscuro y un estrato endurecido grueso y débilmente cementado que se

encuentra a profundidades de 40 a 90 cm, se derivan de cenizas volcánicas recientes y se encuentran en tierras altas fuertemente disectadas, a elevaciones de 70 a 800 msnm.

Están asociados con los suelos de la Concha, Masatepe, San Ignacio y Sinaloa, son similares a los Pacayas pero tiene mayor saturación de base, son similares a los suelos El Guanacaste pero tienen mayor contenido de materia orgánica y horizontes superficiales más gruesos.

Perfil representativo de San Marcos franco.

0cm a 16cm	centímetros, pardo muy oscuro, franco friable; estructura granular fina y media, fuerte; abundantes raíces finas; ligeramente ácido; límite abrupto y uniforme
16 a 30	centímetros, pardo muy oscuro, franco muy friable con 15% de gravas finas de escoria; estructura granular fina y media, débil; abundantes raíces finas; neutro
30 a 45	centímetros, pardo muy oscuro, franco arenoso fino muy friable; masivo; abundantes raíces finas y muy finas; neutro; límite abrupto y uniforme
45 a 64	centímetros, pardo grisáceo muy oscuro, franco arenoso fino; firme; masivo; duro en seco; pocas raíces finas; neutro
64 a 87	centímetros, pardo grisáceo muy oscuro, franco arenoso fino; masivo; muy firme en húmedo; muy duro en seco; sin raíces; neutro

- | | |
|-----------|--|
| 87 a 100 | centímetros, pardo grisáceo muy oscuro, franco arenoso fino; firme; estructura de bloques subangulares finos y medios, fuertes; ligeramente duros en seco; neutro; límite abrupto y uniforme |
| 100 a 135 | centímetros, pardo oscuro, franco firme; estructura de bloques subangulares finos y medios; ligeramente duros en seco; sin raíces; límite abrupto – uniforme. |

Los suelos San Marcos tienen permeabilidad moderada a moderadamente rápida, alta capacidad de humedad disponible y una zona radicular moderadamente profunda. El estrato endurecido es un leve impedimento para las raíces y el agua.

I.5.2.6 Serie Masatepe (Ms).

La serie Masatepe consiste de suelos moderadamente profundos a profundos (60 a más de 90 cm), bien drenados, de textura media, pH ¿moderadamente ácidos? a neutros, se derivan de ceniza volcánica. Poseen un estrato endurecido o talpetate de espesor variado, y se encuentran en pendientes casi planas a moderadamente escarpadas en la vecindad de Masatepe, Jinotepe y San Marcos.

Perfil representativo Masatepe franco, descrito en el año 1969.

- | | |
|---------|---|
| 0cm a | Color Pardo oscuro. Textura: Franco a Franco arenoso muy friable. |
| 9cm | Abundantes raíces; pH neutro |
| 9 a 26 | Color Pardo muy oscuro. Textura Franco muy friable a Franco arenoso fino; estructura de bloques subangulares débiles; abundantes raíces; pH neutro |
| 26 a 50 | Color Pardo oscuro. Textura Franco arenoso muy fino a Franco limoso, friable; estructura de bloques subangulares, fuertes; abundantes raíces; pH neutro |

- | | |
|-------------|--|
| 50 a 69 | Color Pardo amarillento oscuro. Textura Franco limoso, friable; estructura de bloques subangulares , fuertes; frecuentes raíces; pH neutro |
| 69 a 74 | Color Gris oscuro, duro, capa endurecida de talpetate |
| 74 a 80/92 | Color Pardo amarillento, estrato fuertemente cementado |
| 80/92 a 100 | Color Pardo amarillento con manchas rojas, débilmente cementado |
| 100 a 136 | Material pardo amarillento oscuro con manchas amarillo pardusco y pardo rojizo, débilmente cementado |
| 136 a 150 | Color Pardo rojizo oscuro- Textura Franco, friable; pocas raíces |

Los suelos Masatepe tienen permeabilidad moderada, capacidad de humedad disponible moderada, zona radicular moderadamente profunda a profunda y densidad aparente baja.

I.5.2.7 Serie San Rafael (Sr)

La serie San Rafael consiste principalmente de suelos moderadamente profundos (60 a 90 cm) a moderadamente superficiales (40 a 60 cm), bien drenados, arcillosos rojizos que se derivan de estratos de poco espesor de lutita tobácea. Se encuentra en lomas que forman una serie de cordillera bajas paralelas a la costa. Están asociados con los suelos Vérticos y Vertisoles que se encuentran en las depresiones y bajuras. Hacia el sur limitan con los suelos de Rivas que se encuentran en las tierras más altas.

Perfil Representativo de San Rafael arcilloso:

- | | |
|---------|--|
| 0 a 10 | centímetros, pardo grisáceo oscuro, arcilloso firme; estructura granular fina y media, débil; abundantes raíces muy finas; ligeramente ácido. |
| 10 a 38 | centímetros, rojo amarillento, arcilloso firme; estructura prismática a subangular fina y media, moderada; frecuentes raíces en la parte superior de este horizonte, pocas en la parte inferior; medianamente ácido. |
| 38 a 60 | centímetros, rojo amarillento y amarillento parduzco, arcilloso firme, contiene numerosos fragmentos de lutita parcialmente meteorizada; pocas raíces; ligeramente ácido abrupto y ondulado. |
| 60 a 75 | centímetros, amarillo, arcilla con lutita parcialmente meteorizada. |

El suelo superficial en algunos lugares es franco arcilloso con colores que varían de pardo grisáceo oscuro a pardo amarillento oscuro. El subsuelo varía en color de rojo amarillento a pardo rojizo oscuro. En los lugares donde descansan sobre lutita de color claro, el subsuelo es comúnmente de color pardo amarillento oscuro.

I.5.2.8 Tierras Coluviales (Tc)

Este tipo de tierra consiste de suelos que no están clasificados como series, pero que son diferenciados de acuerdo a la textura y profundidad. Se encuentran en las partes más bajas de las lomas y en las bases de pendientes escarpadas. Tienen pendientes que varía de 4 a 15 por ciento. En valles muy estrechos también incluye suelos aluviales que no pudieron ser separados a la escala de mapeo. Los suelos Coluviales tienen algo de grava en la superficie y por todo el perfil y generalmente están asociados con tierras moderadamente escarpadas, suelos superficiales y

Vertisoles. Las tierras Coluviales que han sido reconocidas y mapeadas en el área de levantamiento se describen a continuación.

I.5.2.9 Tierras Escarpadas (Qf).

Este tipo de tierras incluye suelos con pendientes de 30 a 75 por ciento, que no han sido clasificados en series por falta de suficiente estudio o por carecer de uniformidad en sus características. Este tipo de tierras ha sido clasificado por profundidad, textura del suelo superficial y del subsuelo, y el grado de pedregosidad en las unidades de mapeo.

- **Tierras escarpadas, texturas medias, 30 a 75 por ciento de pendiente (Qfm).**

Este tipo de tierra consiste de suelos profundos a moderadamente superficiales, bien drenados con textura superficial franco arenosa, franca a franco arcillosa y un subsuelo franco o franco arcilloso que se deriva principalmente de basalto. Son extensos en las áreas al norte de El Sauce hasta la frontera con Honduras y cerca del Volcán Telica y El Crucero.

Los suelos tienen permeabilidad moderada, escurrimiento superficial rápido a muy rápido, capacidad de humedad disponible moderada a moderadamente alta, y una zona radicular moderadamente superficial a moderadamente profunda.

- **Tierras escarpadas, muy pedregosas, 30 a 75 por ciento de pendiente (Qfp).**

Este tipo de tierra consiste de suelos escarpados, muy pedregosos con textura indiferenciada que varían de franco arenoso a franco arcillosa y el material madre es principalmente toba endurecida. Los suelos varían mucho en color y en la secuencia y color de los horizontes, para ser clasificados en series al nivel de

mapeo. Estos suelos se encuentran en el extremo sur cerca de Sapoá y en las áreas montañosas al norte del Lago de Managua.

El tipo de tierra tiene permeabilidad moderadamente rápida y escurrimiento superficial rápido, capacidad de humedad disponible moderadamente baja y una zona radicular moderadamente superficial.

Tierras escarpadas, indiferenciadas, superficiales y muy superficiales, 30 a 75 por ciento de pendiente (Qfu).

Este tipo de tierras con pendientes escarpadas, consiste de suelos con profundidad de 10 a 20 centímetros, bien drenados a excesivamente drenados y con texturas superficiales que varían de franco arenoso a arcillosa. Muchos de los suelos están severamente erosionados y han perdido el suelo superficial original. Los suelos se han derivado de toba endurecida de la formación de El Tamarindo y algunas rocas de la formación Las Sierras. Estas tierras se encuentran cerca del Volcán San Cristóbal, en la Cordillera de Cerro Grande, en la vecindad de Poneloya, en El Tamarindo, en la isla de Momotombo y en las vecindades del volcán Mombacho y de Nagarote. También limitan con la serie Nejapa en las Sierras de Managua.

ANEXO II: GRAFICOS

II.1 Resultados Hidrológicos en HEC-HMS 3.5

II.1.1 Punto de Cierre de la Cuenca (Tiempo de Retorno 100 años)

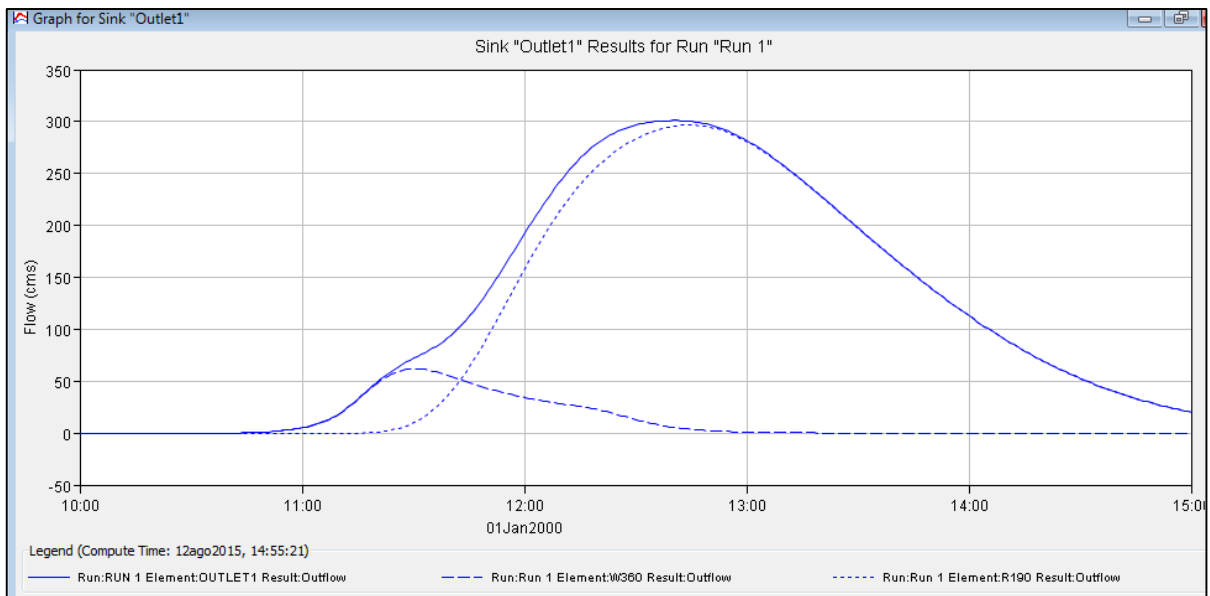


Figura II.1-1 Hidrograma Resultante en el Punto de Cierre

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: Hidrologia1 Simulation Run: Run 1

Start of Run: 01ene2000, 10:00 Basin Model: Hidrologia1
End of Run: 01ene2000, 15:00 Meteorologic Model: Met 2
Compute Time: 12ago2015, 14:55:21 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Outlet1	61.15860	301.1	01ene2000, 12:41	35.90

Figura II.1-2 Resumen de Resultados en el Punto de Cierre

Global Summary Results for Run "Run 1"				
		Project: Hidrologia1		Simulation Run: Run 1
		Start of Run: 01ene2000, 10:00	Basin Model: Hid	
		End of Run: 01ene2000, 15:00	Meteorologic Model: Me	
		Compute Time: 12ago2015, 15:10:53	Control Specifications: Cor	
Show Elements: All Elements		Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
W440	4.89870	46.1	01ene2000, 11:38	33.83
W390	4.74570	39.2	01ene2000, 11:38	29.90
W360	3.53340	61.9	01ene2000, 11:30	57.51
W350	0.39690	4.2	01ene2000, 11:22	29.03
W340	0.21150	2.6	01ene2000, 11:14	30.93
W330	0.81360	10.8	01ene2000, 11:24	37.79
W320	5.29740	52.3	01ene2000, 11:44	38.65
W310	2.83320	31.3	01ene2000, 11:33	37.20
W300	6.03090	63.5	01ene2000, 11:42	40.47
W290	2.97270	39.1	01ene2000, 11:29	41.43
W280	3.27330	43.3	01ene2000, 11:27	40.11
W430	3.13920	35.5	01ene2000, 11:34	38.76
W260	3.27150	33.2	01ene2000, 11:27	31.07
W250	2.50290	24.4	01ene2000, 11:27	29.51
W240	6.65460	57.1	01ene2000, 11:37	30.62
W380	3.55770	41.6	01ene2000, 11:34	40.17
W220	2.03760	20.8	01ene2000, 11:26	30.18
W210	4.98780	51.2	01ene2000, 11:27	30.90
Outlet1	61.15860	301.1	01ene2000, 12:41	35.90
UserPoint2	4.74570	39.2	01ene2000, 11:38	29.90
UserPoint3	4.89870	46.1	01ene2000, 11:38	33.83
J95	57.62520	314.0	01ene2000, 12:11	35.01
J98	25.49700	186.9	01ene2000, 11:53	35.97
J101	19.98810	138.2	01ene2000, 11:53	35.33
J106	11.13660	79.3	01ene2000, 11:39	34.92
J111	25.70040	152.9	01ene2000, 12:14	33.04
J118	19.45440	136.7	01ene2000, 11:50	30.58
J121	9.52830	90.1	01ene2000, 11:31	30.38
J130	4.98780	51.2	01ene2000, 11:27	30.90
R30	4.98780	47.8	01ene2000, 11:34	30.90
R50	9.52830	70.3	01ene2000, 12:00	30.38
R70	19.45440	121.6	01ene2000, 12:23	30.57
R110	11.13660	76.4	01ene2000, 11:54	34.87
R140	19.98810	138.0	01ene2000, 11:57	35.32
R150	25.70040	133.6	01ene2000, 12:46	32.88
R160	25.49700	185.7	01ene2000, 11:59	35.96
R190	57.62520	296.8	01ene2000, 12:44	34.57
R90	4.74570	25.5	01ene2000, 12:25	29.63
R120	4.89870	33.0	01ene2000, 12:09	33.78

Figura II.1-3 Resultados Globales de Todos los Elementos

II.2 Resultados Hidráulicos HEC-RAS 4.1.0

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	La Trinidad	Profile:	TR50		
Reach:	Tramo 1	RS:	119	Plan:	1
Plan: 1 La Trinidad Tramo 1 RS: 119 Profile: TR50					
E.G. Elev (m)	78.51	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.05	Wt. n-Val.	0.043	0.035	0.043
W.S. Elev (m)	78.46	Reach Len. (m)	10.01	10.01	10.24
Crit W.S. (m)	76.16	Flow Area (m2)	0.83	220.54	37.71
E.G. Slope (m/m)	0.000257	Area (m2)	0.83	220.54	37.71
Q Total (m3/s)	247.00	Flow (m3/s)	0.18	219.30	27.52
Top Width (m)	80.00	Top Width (m)	0.60	68.29	11.11
Vel Total (m/s)	0.95	Avg. Vel. (m/s)	0.21	0.99	0.73
Max Chl Dpth (m)	3.89	Hydr. Depth (m)	1.38	3.23	3.39
Conv. Total (m3/s)	15395.0	Conv. (m3/s)	10.9	13668.8	1715.3
Length Wtd. (m)	10.02	Wetted Per. (m)	1.93	69.03	13.79
Min Ch El (m)	74.57	Shear (N/m2)	1.08	8.06	6.90
Alpha	1.03	Stream Power (N/m s)	3830.23	0.00	0.00
Frcn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.00	10.74	0.24
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	0.00	5.36	0.41

Figura II.2-1 Resultados de Sección 119 (Sección de Aproximación)

Profile Output Table - Standard Table 1												
File Options Std. Tables Locations Help												
HEC-RAS Plan: 1 River: La Trinidad Reach: Tramo 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Tramo 1	219	TR50	247.00	74.64	78.40	77.43	78.76	0.002562	2.66	94.12	38.35	0.53
Tramo 1	219	TR100	301.10	74.64	78.80	77.72	79.19	0.002463	2.80	109.37	39.67	0.53
Tramo 1	208	TR50	247.00	74.60	78.43	77.25	78.72	0.002005	2.37	106.88	45.50	0.47
Tramo 1	208	TR100	301.10	74.60	78.84	77.55	79.14	0.001908	2.46	125.78	47.65	0.47
Tramo 1	198	TR50	247.00	74.47	78.46	77.08	78.68	0.001496	2.09	121.76	52.04	0.41
Tramo 1	198	TR100	301.10	74.47	78.87	77.38	79.11	0.001403	2.18	143.42	53.67	0.40
Tramo 1	188	TR50	247.00	74.37	78.42	77.38	78.66	0.001927	2.20	116.25	57.44	0.46
Tramo 1	188	TR100	301.10	74.37	78.84	77.62	79.09	0.001655	2.23	141.07	59.08	0.43
Tramo 1	178	TR50	247.00	74.29	78.42	77.10	78.63	0.001523	2.04	125.65	59.69	0.41
Tramo 1	178	TR100	301.10	74.29	78.85	77.38	79.07	0.001349	2.08	151.82	62.22	0.39
Tramo 1	168	TR50	247.00	74.22	78.42	76.99	78.62	0.001452	2.00	128.18	60.19	0.40
Tramo 1	168	TR100	301.10	74.22	78.84	77.29	79.05	0.001324	2.04	155.65	66.64	0.39
Tramo 1	158	TR50	247.00	74.13	78.41	77.05	78.60	0.001473	1.90	132.99	66.30	0.40
Tramo 1	158	TR100	301.10	74.13	78.85	77.36	79.03	0.001256	1.92	163.82	73.10	0.38
Tramo 1	149	TR50	247.00	74.14	78.41	76.99	78.58	0.001415	1.84	138.77	73.40	0.39
Tramo 1	149	TR100	301.10	74.14	78.85	77.33	79.02	0.001173	1.84	171.40	75.59	0.36
Tramo 1	139	TR50	247.00	74.13	78.39	77.11	78.56	0.001483	1.86	137.99	71.87	0.40
Tramo 1	139	TR100	301.10	74.13	78.83	77.38	79.00	0.001247	1.85	170.55	75.71	0.37

Figura II.2-2 Tabla de Resultados del Perfil de Flujo Secciones 219-139

Profile Output Table - Standard Table 1												
File Options Std. Tables Locations Help												
HEC-RAS Plan: 1 River: La Trinidad Reach: Tramo 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Tramo 1	129	TR50	247.00	74.15	78.41	76.80	78.54	0.000908	1.61	158.52	69.68	0.32
Tramo 1	129	TR100	301.10	74.15	78.85	77.03	78.98	0.000919	1.64	190.81	79.07	0.32
Tramo 1	119	TR50	247.00	74.57	78.46	76.16	78.51	0.000257	0.99	259.08	80.00	0.18
Tramo 1	119	TR100	301.10	74.57	78.90	76.31	78.95	0.000253	1.07	293.92	80.00	0.18
Tramo 1	109	TR50	247.00	74.54	77.50	77.38	78.42	0.009543	4.23	58.39	30.50	0.92
Tramo 1	109	TR100	301.10	74.54	77.82	77.68	78.85	0.009363	4.50	66.86	32.59	0.92
Tramo 1	108	Bridge										
Tramo 1	99	TR50	247.00	74.26	77.05	77.30	78.30	0.016133	4.96	49.79	45.13	1.23
Tramo 1	99	TR100	301.10	74.26	77.28	77.57	78.72	0.015526	5.31	56.72	50.74	1.23
Tramo 1	89	TR50	247.00	74.02	77.43	76.59	77.75	0.002993	2.48	99.45	49.00	0.56
Tramo 1	89	TR100	301.10	74.02	77.71	76.85	78.07	0.003306	2.64	114.08	59.98	0.59
Tramo 1	79	TR50	247.00	73.89	77.43	76.46	77.71	0.002865	2.35	104.91	54.30	0.54
Tramo 1	79	TR100	301.10	73.89	77.71	76.73	78.02	0.002945	2.49	121.69	65.31	0.55
Tramo 1	68	TR50	247.00	73.82	77.42	76.43	77.67	0.002734	2.25	109.94	61.98	0.53
Tramo 1	68	TR100	301.10	73.82	77.70	76.68	77.99	0.002623	2.37	128.85	68.64	0.52
Tramo 1	58	TR50	247.00	73.75	77.39	76.38	77.65	0.002607	2.24	110.73	62.76	0.52
Tramo 1	58	TR100	301.10	73.75	77.68	76.65	77.96	0.002551	2.36	129.71	68.37	0.52
Tramo 1	48	TR50	247.00	73.61	77.37	76.29	77.62	0.002259	2.22	112.31	60.57	0.49
Tramo 1	48	TR100	301.10	73.61	77.65	76.55	77.94	0.002251	2.37	129.77	63.28	0.49

Figura II.2-3 Tabla de Resultados del Perfil de Flujo Secciones 129-48

Profile Output Table - Standard Table 1													
File Options Std. Tables Locations Help													
HEC-RAS Plan: 1 Locations: User Defined													
River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
La Trinidad	Tramo 1	38	TR50	247.00	73.53	77.16	76.49	77.57	0.004323	2.86	86.87	50.10	0.66
La Trinidad	Tramo 1	38	TR100	301.10	73.53	77.41	76.83	77.89	0.004352	3.07	100.33	56.99	0.67
La Trinidad	Tramo 1	28	TR50	247.00	73.45	77.10	76.42	77.53	0.004497	2.90	85.46	48.99	0.67
La Trinidad	Tramo 1	28	TR100	301.10	73.45	77.34	76.79	77.84	0.004559	3.13	98.12	55.79	0.69
La Trinidad	Tramo 1	18	TR50	247.00	73.23	77.13	76.21	77.46	0.003203	2.55	97.75	55.02	0.57
La Trinidad	Tramo 1	18	TR100	301.10	73.23	77.38	76.53	77.76	0.003241	2.74	112.42	59.52	0.59
La Trinidad	Tramo 1	8	TR50	247.00	74.16	76.88	76.62	77.40	0.006401	3.20	77.74	48.34	0.79
La Trinidad	Tramo 1	8	TR100	301.10	74.16	77.10	76.84	77.70	0.006408	3.43	88.58	49.32	0.80

Figura II.2-4 Tabla de Resultados del Perfil de Flujo Secciones 38-8

II.3 VELOCIDAD DE CAIDA W

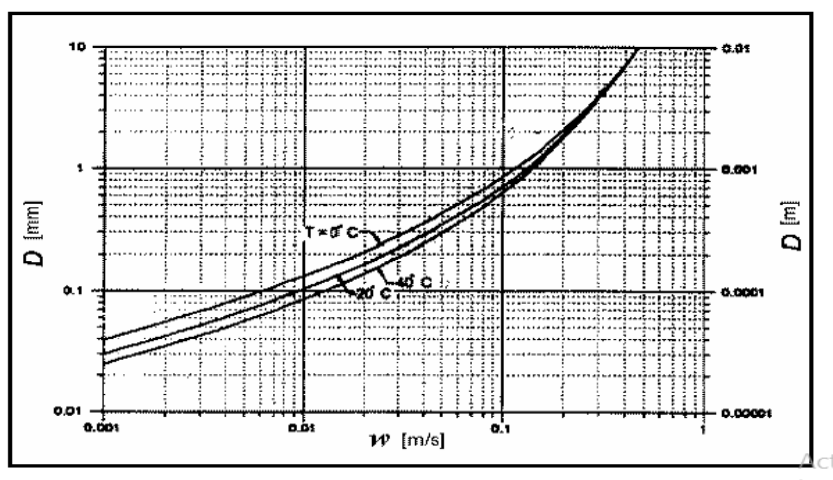


Tabla II.3-1 Velocidad de Caída (W) para partículas de arena

ANEXO III: IMAGENES Y FOTOS

Imágenes.

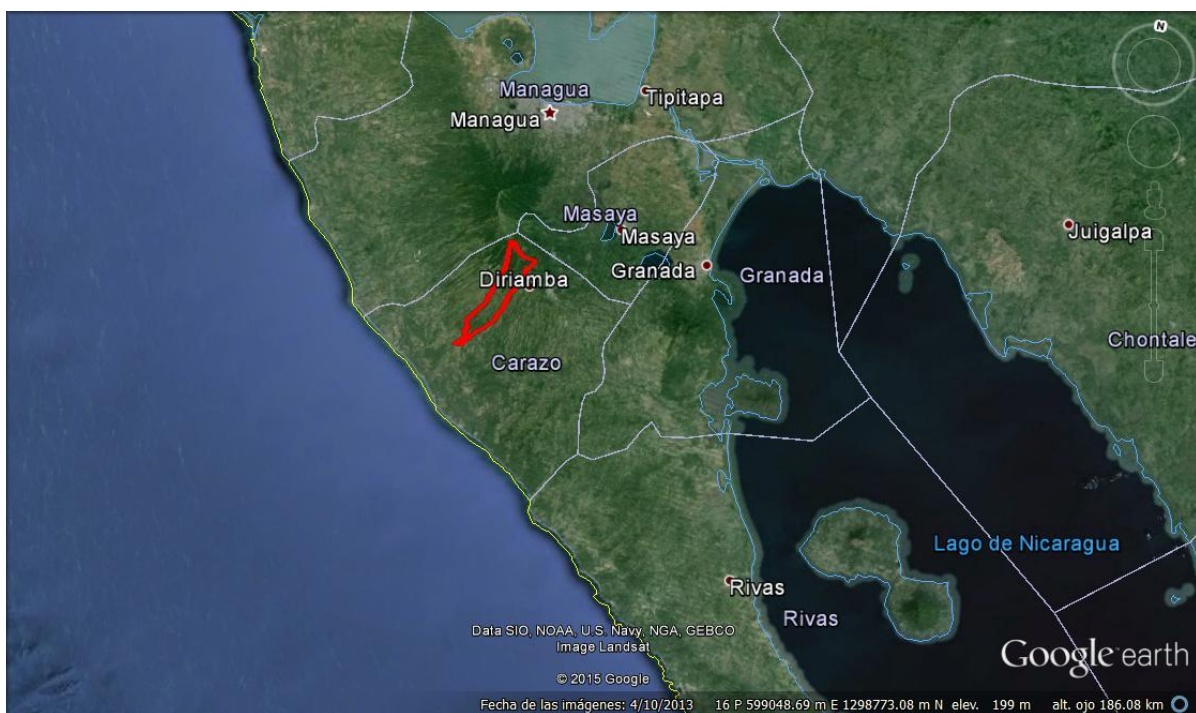


Figura 0-1 Mapa de Macrolocalización

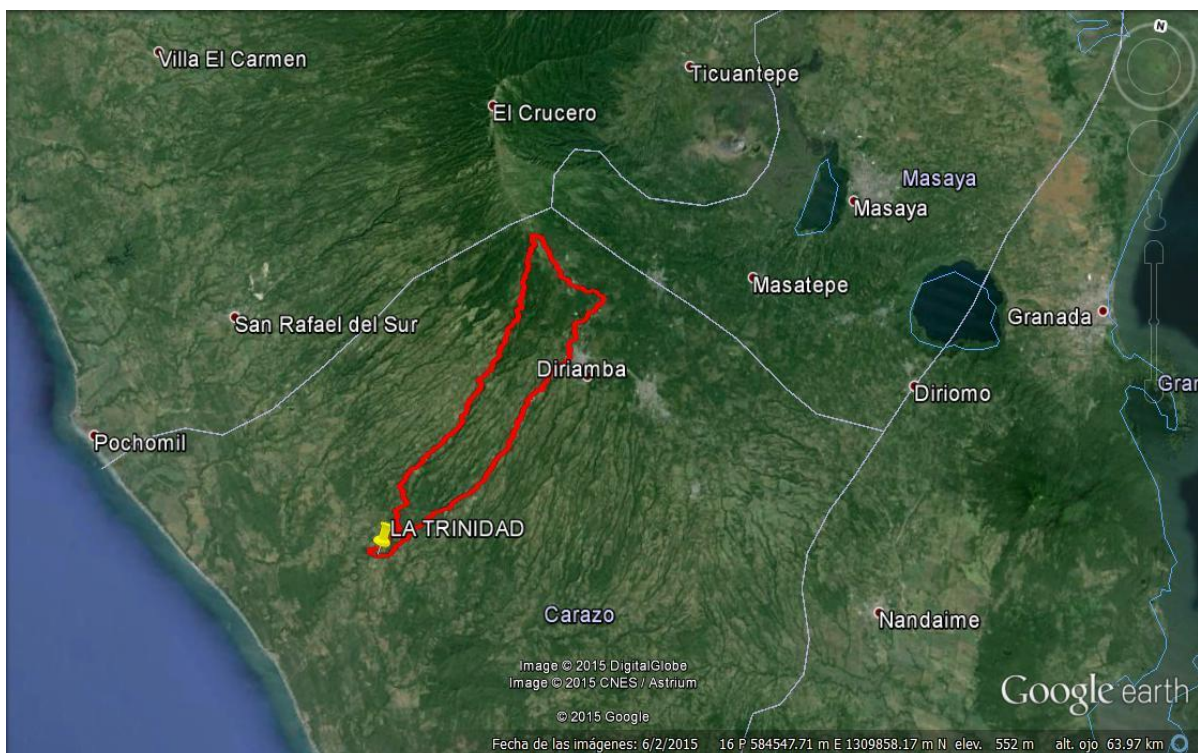


Figura 0-2 Mapa de Microlocalizacion

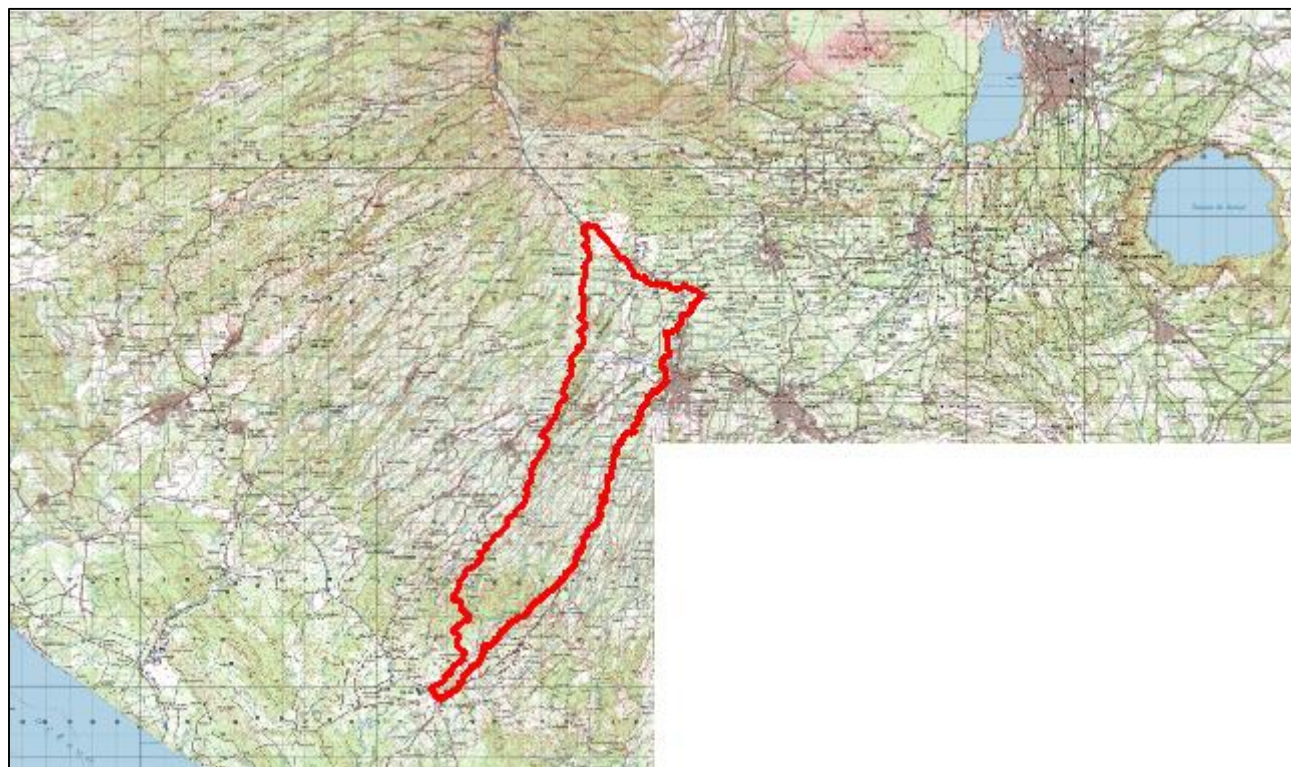


Figura 0-3 Ubicación de la Cuenca en los Planos Geodésicos

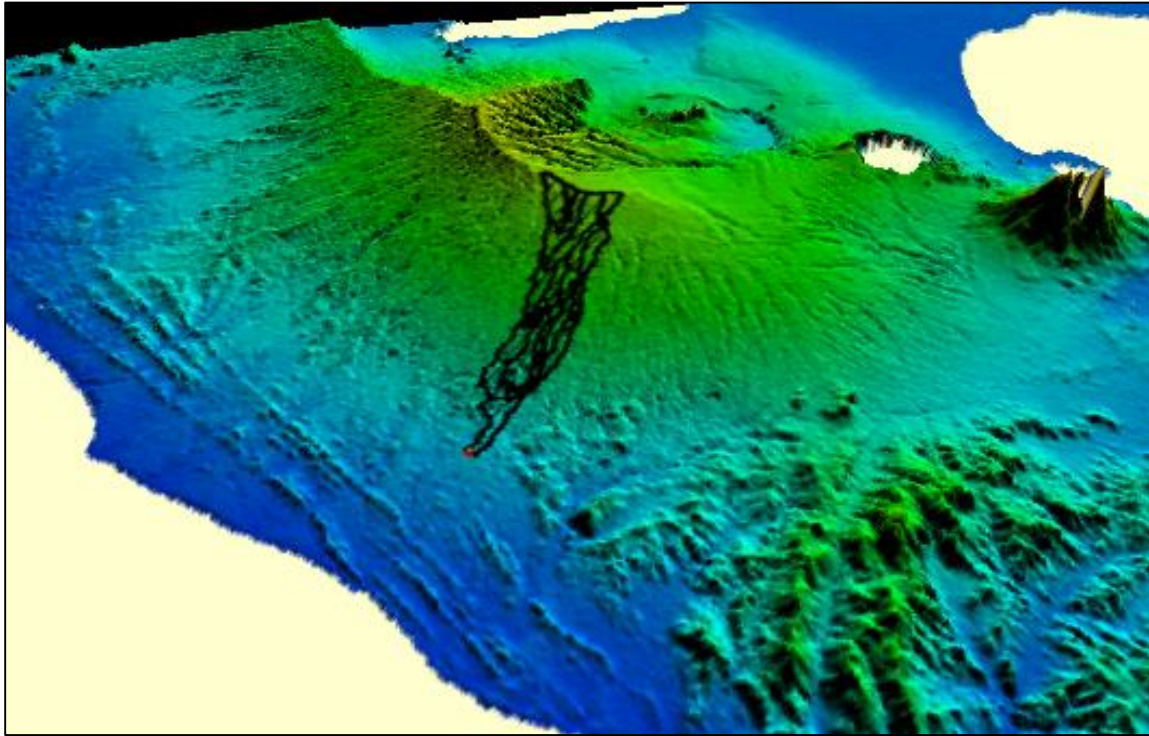


Figura 0-4 Modelo Digital de Elevaciones y Ubicación de la Cuenca

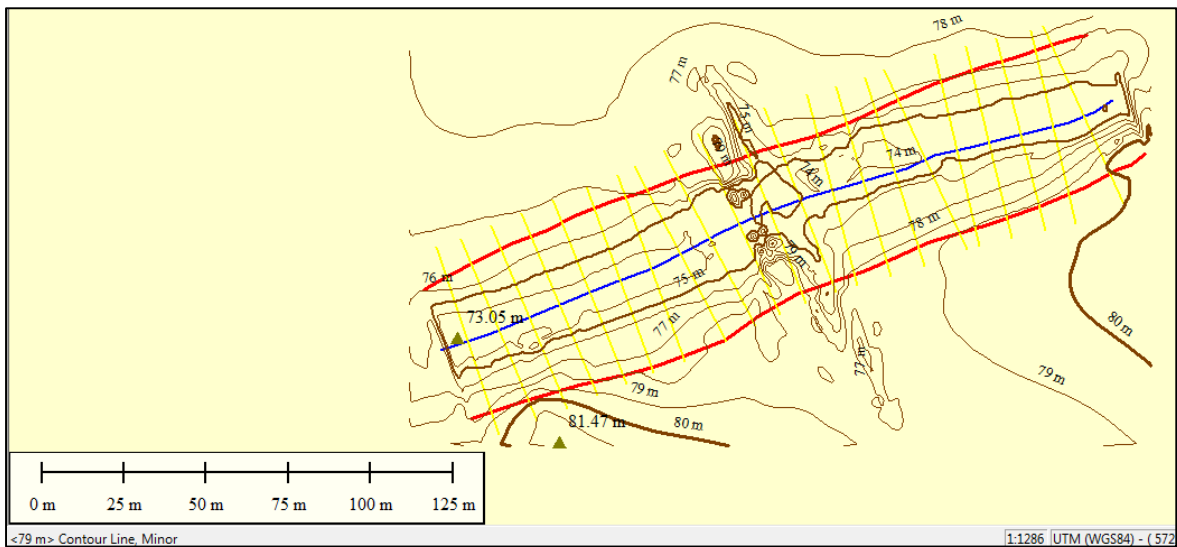


Figura 0-5 Curvas de Nivel Cauce

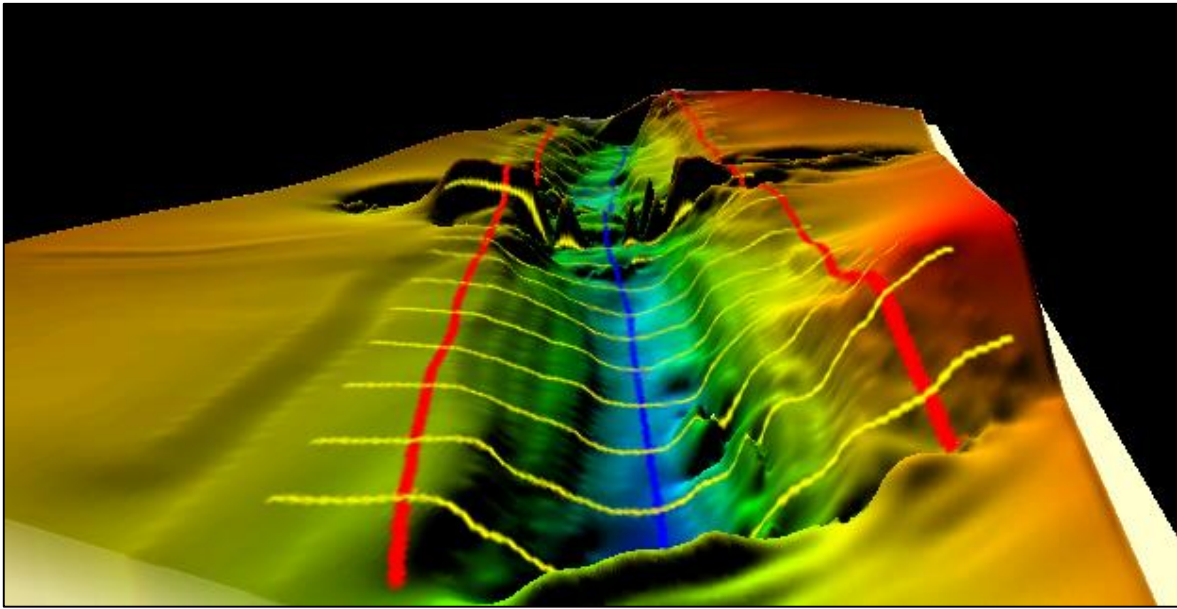


Figura 0-6 Vista 3D del Relieve del Cauce (Modelo Digital de Elevaciones)

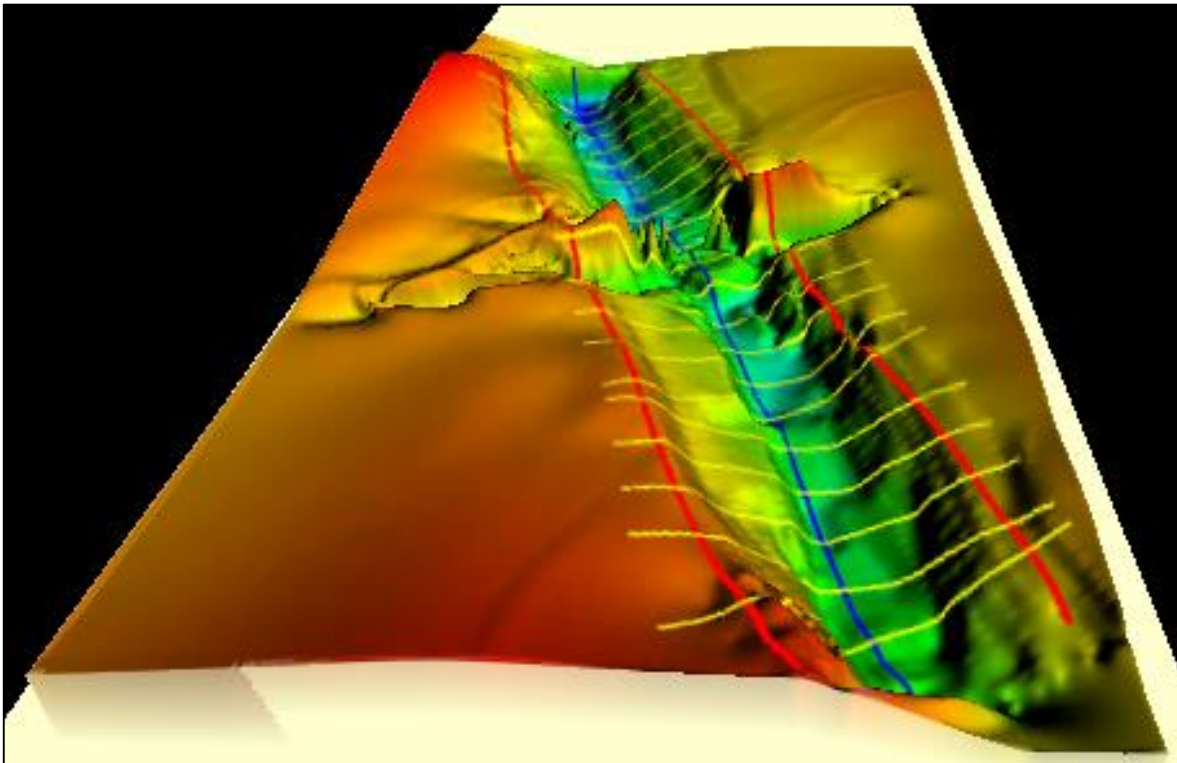


Figura 0-7 Vista 3D del Relieve del Cauce (Modelo Digital de Elevaciones)

III.1 Fotos



Figura III.1-1 Puente la Trinidad con Pilas (Reemplazado)



Figura III.1-2 Figura III.2 1 Puente la Trinidad con Pilas (Reemplazado)

ANEXO IV: PLANOS

IV.1 PLANTA GENERAL

IV.2 PERFIL DE PUENTE

IV.3 PLANTA LONGITUDINAL

IV.4 SECCIONES TRANSVERSALES

IV.4.1 SECCIONES TRANSVERSALES 1

IV.4.2 SECCIONES TRANSVERSALES 2

IV.4.3 SECCIONES TRANSVERSALES 3

IV.4.4 SECCIONES TRANSVERSALES 4

ANEXO V: MAPAS

V.1 División de La Cuenca en Subcuencas

V.2 Red Hídrica de la Cuenca

V.3 Esquema Hidrológico en HEC-HMS. 3.5

V.4 Mapa de Pendiente Reclasificado

V.5 Mapa de Curvas de Nivel Reclasificado

V.6 Mapa de Uso de Suelo

V.7 Descripción Edafológica de los Suelos

V.8 Mapa de Tipos de Suelos

V.9 Grupos Hidrológicos de Suelo

V.10 Mapa de Numero de Curva del Suelo

ANEXO VI: PROPUESTA DE PROTECCION CONTRA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

VI.1 Método propuesto en HEC-18 (1993)

Dos casos se consideran al diseñar el enrocado para proteger los estribos:

VI.1.1 Para $Fr \leq 0.80$

$$D_{50} = \frac{K * Y_0}{G_s - 1} \left(\frac{V^2}{g * Y_0} \right)$$

D_{50} = Diámetro Medio de Roca (m).

K = Coeficiente de Forma de Estribo (0.89 para estribo con pared inclinada del cauce, y 1.02 para estribos con pared vertical).

Y_0 = Profundidad media del flujo en la sección contraída del puente. (m).

G_s = Densidad relativa de la roca usualmente 2.65.

V = Velocidad media del flujo en la sección contraída del puente (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Fr = Numero de Froude.

VI.1.2 Para $Fr \geq 0.80$

$$D_{50} = \frac{K * Y_0}{G_s - 1} \left(\frac{V^2}{g * Y_0} \right)^{0.14}$$

K = Coeficiente de Forma de Estribo (0.61 para estribo con pared inclinada del cauce, y 0.69 para estribos con pared vertical).

Para determinar la velocidad media se debe calcular el radio de la obstrucción del flujo (ROF).

Así:

ROF = distancia desde el borde del cauce principal hasta el pie del estribo dividida por la profundidad media del flujo.

Se presentan tres casos:

- Si ROF es menor que 5 para ambos estribos, la velocidad media se calcula en función del área hidráulica total en la sección contraída del puente. $V_m = \frac{Q}{A}$
- Si ROF es mayor que 5, la velocidad media se calcula para cada zona con flujo sobre la banca.
- Si ROF es menor que 5 para un estribo y mayor que 5 para el otro, la velocidad media para la primera situación debe basarse en el área del flujo limitada por el estribo y una pared imaginaria localizada en la banca opuesta.

La Figura VI.1 1 ilustra la extensión del enrocado alrededor del estribo. El espesor del enrocado no debe ser inferior al tamaño dado por $1.5D_{50}$ o D_{100} . Este espesor debe ser incrementado en un 50% cuando el enrocado es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre generada por las condiciones de colocación.

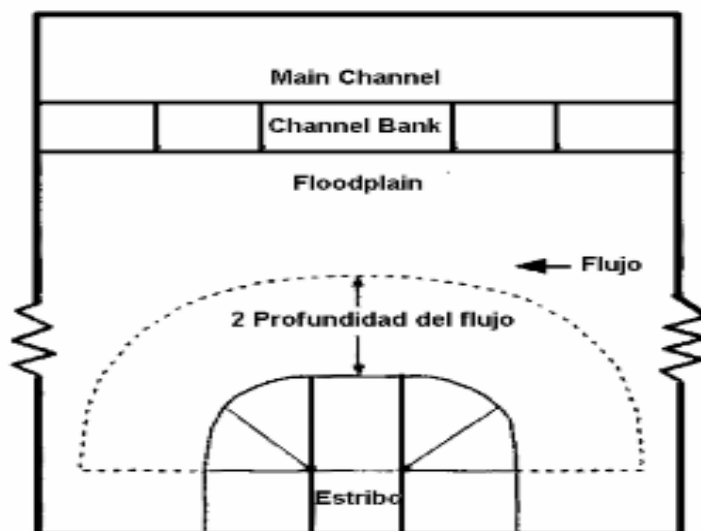


Figura VI.1-1 Enrocado de Protección al pie del Estribo HEC-18, 1993

VI.2 Diseño de Enrocado

VI.2.1 Resultados de HEC-RAS para la Sección Contraída del Puente

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	La Trinidad	Profile:	TR50		
Reach	Tramo 1	RS:	108 BR U	Plan:	1
Plan: 1 La Trinidad Tramo 1 RS: 108 BR U Profile: TR50					
		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	78.41	Wt. n-Val.		0.035	
Vel Head (m)	1.03	Reach Len. (m)	5.70	5.70	5.70
W.S. Elev (m)	77.38	Flow Area (m2)		55.03	
Crit W.S. (m)	77.38	Area (m2)		55.03	
E.G. Slope (m/m)	0.011455	Flow (m3/s)		247.00	
Q Total (m3/s)	247.00	Top Width (m)		26.75	
Top Width (m)	26.75	Avg. Vel. (m/s)		4.49	
Vel Total (m/s)	4.49	Hydr. Depth (m)		2.06	
Max Chl Dpth (m)	2.84	Conv. (m3/s)		2307.9	
Conv. Total (m3/s)	2307.9	Wetted Per. (m)		30.95	
Length Wtd. (m)	5.70	Shear (N/m2)		199.74	
Min Ch EI (m)	74.54	Stream Power (N/m s)	3830.23	0.00	0.00
Alpha	1.00	Cum Volume (1000 m3)		9.29	0.04
Frctn Loss (m)		Cum SA (1000 m2)		4.86	0.34
C & E Loss (m)					

Figura VI.2-1 Resultados Hidráulicos para Sección Contraída del Puente

Datos Hidráulicos		
	Units	
K:		0.89
V:	m/s	4.49
Y ₀ :	m	2.06
g:	m/s	9.81
G _s :		2.65

Tabla VI.2-1 Parámetros Para Diseño de Enrocado

Resultados		
	Units	
Fr		0.96
	Fr>0.80	
D ₅₀	m	1.11

Tabla VI.2-2 Calculo de Diámetro Medio de Roca

Como se muestra en la Tabla VI.2 2 el diámetro medio de roca necesario para evitar la socavación en los estribos debe ser mayor de 1m.